



Amélioration hydro-mécanique d'une couverture de centre de surface de stockage de déchets radioactifs FA et MA à vie courte

Matthieu Verstaevel

► To cite this version:

Matthieu Verstaevel. Amélioration hydro-mécanique d'une couverture de centre de surface de stockage de déchets radioactifs FA et MA à vie courte. Sciences de la Terre. Université Grenoble Alpes, 2015. Français. NNT : 2015GREAU015 . tel-01280215

HAL Id: tel-01280215

<https://theses.hal.science/tel-01280215>

Submitted on 29 Feb 2016

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THÈSE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ GRENOBLE ALPES

Spécialité : **Sciences de la Terre et Univers Environnement**

Arrêté ministériel : 7 août 2006

Présentée par

Matthieu VERSTAEVEL

Thèse dirigée par **Jean-Pierre GOURC**

préparée au sein du **Laboratoire d'Etudes des Transferts en Hydrologie et environnement (LTHE, UMR 5564, CNRS - Grenoble INP - IRD - UJF)**
dans l'**École Doctorale Terre Univers Environnement**

Amélioration Hydro-mécanique d'une couverture de centre de surface de stockage de déchets radioactifs FA et MA à vie courte

Thèse soutenue publiquement le **29 juin 2015**,
devant le jury composé de :

Jean-Pierre GOURC

Professeur, Université Joseph Fourier, LTHE, Directeur de thèse

Daniel LEVACHER

Professeur, Université de CAEN, Rapporteur

Jean-Claude MOREL

Directeur de Recherches, École nationale des travaux publics de l'État, Rapporteur

Jean-François SERRATRICE

Docteur-Ingénieur-HDR, Chargé d'étude au Cerema d'Aix en Provence, Examineur

Olivier BENOIT

Docteur-Ingénieur, Directeur Métier géotechnique de WSP France, Examineur

Albert MARCHIOL

Ingénieur géologue, Andra, Invité

Daniel REY

Ingénieur, Directeur de la branche « infrastructures » de WSP France, Invité

Emmanuel TRUCHET

Ingénieur, Chef service géotechnique de Vinci Construction Terrassement, Invité



Remerciements

J'adresse naturellement mes premiers remerciements à Jean-Pierre GOURC mon directeur de thèse. Je le remercie pour sa patience, sa rigueur scientifique, son honnêteté, son soutien dans les moments de doutes et pour son aide dans les tâches administratives (pour lesquelles je suis particulièrement mauvais...).

Je remercie Daniel LEVACHER, professeur à l'université de Caen, d'avoir accepté d'être le président de mon jury et rapporteur de mon manuscrit. Je le remercie pour sa relecture, ses remarques et ses questions, toujours dans le but de me faire progresser et de faire progresser la réflexion sur le sujet, et tout cela dans un délai extrêmement court.

Je remercie également Jean-Claude MOREL de l'ENTPE d'avoir accepté de faire partie de mon jury et d'être rapporteur de ma thèse. Je le remercie également pour sa lecture assidue, dans un délai court, ainsi que pour les questions qu'il m'a posées.

Je tiens à remercier Jean-François SERRATRICE du CEREMA d'Aix en Provence d'avoir accepté de faire partie de mon jury et d'avoir suivi et réalisé des essais dont les résultats ont été précieux dans mon travail de recherche. Je le remercie pour les nombreuses discussions qui m'ont permis d'avancer et d'accroître le niveau de mes connaissances.

J'adresse tous mes remerciements à Olivier BENOIT, directeur métier géotechnique de WSP France, pour avoir suivi mes travaux et pour m'avoir soutenu et écouté. J'espère que notre collaboration future au sein de WSP sera fructueuse.

Je remercie sincèrement Daniel REY, directeur de la branche infrastructure de WSP, de m'avoir recruté (plusieurs fois) et d'avoir porté ce projet afin qu'il puisse se réaliser. Je le remercie pour le temps supplémentaire qu'il a pu m'accorder afin de finaliser mon manuscrit. J'espère également que notre collaboration pourra se poursuivre avec la même bonne humeur.

Je remercie chaleureusement Albert MARCHIOL de l'ANDRA, qui a suivi mes travaux de recherche. Je le remercie pour toutes les discussions que nous avons eues, pour l'aide qu'il a su m'apporter.

Je tiens également à remercier sincèrement Emmanuel TRUCHET pour son aide et pour les discussions qui m'ont permis d'aboutir à l'essai maxi-K. J'espère le recroiser dans de futurs projets.

Je tiens à remercier le personnel du laboratoire LTHE pour son aide tout au long de ma thèse. Plus particulièrement, je remercie Laurent OXARANGO pour son soutien et ses connaissances qui m'ont souvent aiguillé et aidé, notamment pour l'étude du matériau en non saturé. Je tiens également à remercier Hélène GUYARD pour son aide et son soutien quotidien (au moins la moitié de la semaine...), ainsi que pour son aide lors de l'utilisation de

sondes capacitives. Enfin je remercie également Henri MORA pour l'aide qu'il m'a apportée dans la création d'éléments et dans la réalisation de mes essais.

Je tiens également à remercier le personnel de WSP France des agences de Grenoble et de Toulouse qui m'ont apporté leur aide et leur soutien au travers de nos différents échanges. J'espère que cette collaboration pourra se poursuivre encore longtemps. Je remercie plus particulièrement Sophie DEVERNAY qui, ayant suivi un cursus similaire, a pu me soutenir et m'aider durant cette période.

Je remercie chaleureusement le personnel de l'ANDRA, notamment du centre de la Manche, qui m'a toujours accueilli avec gentillesse. Je remercie également Franck DURET pour ses questions pertinentes toujours dans le but d'améliorer mes travaux.

Je remercie également tous les stagiaires qui m'ont aidé tout au long de ma thèse, et plus particulièrement Mauro pour l'implication et la rigueur de son travail.

Enfin je tiens à remercier mes parents sans qui je ne serais pas là. Je pourrais les remercier pour tant de choses que je ne vais pas les lister ici. Je leur dis donc simplement merci. Je remercie également ma sœur pour son soutien et pour le temps qu'elle a passé à relire une bonne partie de mon manuscrit.

Je remercie le reste de ma famille d'être venu m'encourager lors de ma soutenance et qui a bien aidé à la préparation de "l'après soutenance".

Je remercie également Sylvie et Pascal pour leur soutien et pour l'aide qu'ils ont apporté dans l'organisation de "l'après soutenance".

Enfin je remercie Juliette qui m'a soutenu, supporté, qui a relu bon nombre de fois mon manuscrit. Je la remercie de son soutien et de sa patience au quotidien et de tout le reste.... Elle a été un pilier dans la réussite de ce travail.

SOMMAIRE

Page 5 sur 376

3.2.1.	Les argiles	73
3.2.2.	Traitement d'un matériau.....	75
3.3.	Evolution du traitement dans le temps	84
3.3.1.	Echange cationique	84
3.3.2.	Cycles saturation-séchage	85
3.4.	Mise en œuvre du traitement d'un sol sur site	87
CHAPITRE N° 4	CARACTERISATION DE LA COUVERTURE DU CSM.....	89
4.1.	Objectifs et présentation générale de la campagne de reconnaissance	89
4.2.	Essais de caractérisation effectués	92
4.3.	Caractérisation granulométrique du limon sableux de la couverture	94
4.3.1.	Analyse granulométrique : T1.....	94
4.3.2.	Analyse granulométrique : T2.....	96
4.3.3.	Analyse granulométrique : T3.....	98
4.4.	Caractérisation physique du limon sableux de la couverture.....	99
4.4.1.	Tranche n°1	99
4.4.2.	Tranche n°2	100
4.4.3.	Tranche n°3	102
4.5.	Classification GTR des échantillons	103
4.6.	Mesures en place de la conductivité hydraulique.....	107
4.7.	Choix de deux matériaux types	108
4.7.1.	Synthèse et choix des deux matériaux types	108
4.7.2.	Caractérisation des deux matériaux types	109
4.8.	Evolution des caractéristiques du matériau entre la réalisation de la couverture et la campagne de reconnaissance de janvier 2012.....	114
4.8.1.	Teneur en eau	115
4.8.2.	Poids volumique sec.....	117
4.8.3.	Passant au tamis de 80 µm.....	119
4.8.4.	Passant au tamis de 20 mm	121
4.8.5.	Conclusion sur la comparaison entre le matériau initial et celui de 2012	124
4.9.	Caractérisation physique des matériaux traités	124
4.9.1.	VBS des matériaux T12 et T3 traités à la BCAS.....	125
4.9.2.	Limites d'Atterberg des matériaux T12 et T3 traités à la BCAS.....	126
4.9.3.	Détermination des courbes Proctor des matériaux T12 et T3 traités à la BCAS et à la KAO	129
4.10.	Stabilité hydraulique des matériaux types T12 et T3	131
4.10.1.	Présentation du problème	132
4.10.2.	Erosion interne et érosion externe.....	134
4.10.3.	Stabilité interne des sols T12 et T3 – Critères géométriques	135

4.10.4.	Stabilité externe des sols T12 et T3	146
4.10.5.	Conclusions	150
CHAPITRE N° 5 COMPOTEMENT MECANIQUE DES MATERIAUX.....		153
5.1.	Essais œdométriques.....	153
5.1.1.	Rappels sur l'essai œdométrique.....	153
5.1.2.	Expérimentation.....	159
5.1.3.	Résultats des essais œdométriques sur le matériau type T12	160
5.1.4.	Résultats des essais œdométriques sur le matériau type T3	163
5.1.5.	Conclusions	165
5.2.	Essai de flexion en quatre points.....	166
5.2.1.	Principe de l'essai.....	167
5.2.2.	Essai de flexion sur le matériau T12	169
5.3.	Essais triaxiaux.....	172
5.3.1.	Principe de l'essai.....	172
5.3.2.	Procédure de réalisation des essais.....	173
5.3.3.	Résultats.....	174
5.4.	Essais de compression uniaxiale	181
5.4.1.	Théorie.....	181
5.4.2.	Préparation des échantillons	182
5.4.3.	Résultats.....	183
5.4.4.	Comparaison et conclusion avec les essais triaxiaux	193
CHAPITRE N° 6 COMPOTEMENT HYDRAULIQUE D'UN MATERIAU SATURE AVANT ET APRES TRAITEMENT. 197		
6.1.	Mesure de la conductivité hydraulique à l'oedoperméamètre.....	197
6.1.1.	Principe et méthodologie de l'essai.....	197
6.1.2.	Résultats de la campagne de mesures à l'oedoperméamètre.....	202
6.1.3.	Comparaison avec les conductivités hydrauliques calculées à partir du coefficient de consolidation.....	237
6.2.	Mesure de la conductivité hydraulique au perméamètre à parois rigides type moule CBR 239	
6.2.1.	Principe et méthodologie de l'essai.....	240
6.2.2.	Résultats de la campagne de mesure	245
6.3.	Essais complémentaires.....	254
6.3.1.	Effet de l'échange cationique	254
6.3.2.	Mesures réalisées au perméamètre à parois souples au Cerema, laboratoire d'Aix-en-Provence	256
6.4.	Conclusions	272

CHAPITRE N° 7	INFLUENCE D'UN TRAITEMENT A LA BCAS SUR UN MATERIAU EN CONDITIONS NON SATUREES	275
7.1.	Description de l'essai au bac à sable	275
7.2.	Préparation des échantillons	278
7.2.1.	Compactage des échantillons	280
7.2.2.	Prélèvement de l'échantillon à la presse hydraulique	281
7.2.3.	Mesure des dimensions et de la masse des échantillons	282
7.3.	Préliminaires à l'essai	284
7.3.1.	Calcul des masses sèches et des poids volumiques secs des échantillons	284
7.3.2.	Calcul des teneurs en eau et de la saturation	285
7.4.	Procédure d'essai	285
7.4.1.	Préparation du bac à sable	285
7.4.2.	Phase de saturation	286
7.4.3.	Phase de succion	287
7.4.4.	Suivi de la température et de l'humidité relative	288
7.4.5.	Masse sèche des échantillons et masse des filtres	289
7.5.	Problèmes rencontrés et corrections	289
7.5.1.	Positionnement du point de référence	290
7.5.2.	Surestimation de la teneur en eau	290
7.5.3.	Estimation de la masse du filtre pendant l'essai	291
7.5.4.	Gonflement des échantillons	291
7.5.5.	Pertes de fines	292
7.5.6.	Apparition de moisissures sur la face supérieure des échantillons	292
7.6.	Application du modèle de Van Genuchten	293
7.6.1.	Courbe de rétention d'eau expérimentale	293
7.6.2.	Les paramètres du modèle de Van Genuchten	295
7.7.	Résultats	296
7.7.1.	Estimation du poids volumique des grains γ_s	296
7.7.2.	Courbe de rétention d'eau $h(\theta)$	298
7.7.3.	Observation du gonflement et retrait : $\gamma_d(\theta)$	300
7.7.4.	Estimation de la conductivité hydraulique relative d'un matériau en fonction de sa teneur en eau volumique $K_r(\theta)$	302
7.8.	Conclusions de l'essai au bac à sable	306
7.9.	Essai de succion au dessiccateur	306
7.10.	Mesure de la conductivité hydraulique en non saturé au simple anneau	308
7.10.1.	Description de l'essai	309
7.10.2.	Essai d'infiltration	318
7.10.3.	Conclusion	324

CHAPITRE N° 8	ESSAIS EN SEMI VRAIES GRANDEURS – PLANCHES D’ESSAIS.....	327
8.1.	Nécessité de réaliser des essais en vraies grandeurs	327
8.2.	Conception des planches d’essais	329
8.2.1.	Projet initial	329
8.2.2.	Projet final	331
8.3.	Réalisation des planches d’essais et premiers résultats.....	335
8.3.1.	Réalisation des planches d’essais.....	335
8.3.2.	Essais réalisés en phase travaux.....	348
8.3.3.	Conclusion	362
CONCLUSION		365
REFERENCES.....		369

INTRODUCTION

Cette étude est faite dans le cadre d'une thèse CIFRE en partenariat entre le Laboratoire d'Etude des Transferts en Hydrologie et Environnement de l'université Joseph Fourier (LTHE), WSP France, l'Agence Nationale pour la gestion des déchets radioactifs (Andra) et l'entreprise Vinci Construction Terrassement.

La présente étude concerne le Centre de Stockage de la Manche (CSM), ce centre dédié aux déchets faiblement et moyennement actifs à vie courte, a été ouvert en 1969, ce qui en fait l'un des sites précurseurs au niveau international. En 1969 il a reçu le premier colis de déchets radioactifs. A sa fermeture en 1994, ce centre avait reçu 527225 m³ stockés sur 15 ha. Depuis 2003, le CSM est rentré en phase de surveillance pour une durée de 300 ans.

L'étanchéité de la couverture provisoire du CSM est assurée par une géomembrane bitumineuse qui a pour but de limiter les flux d'eau dans le stockage. Cette géomembrane bitumineuse est protégée par une couche de schiste à granulométrie étalée. Cette couche de schiste n'avait pas vocation, lors de son dimensionnement, à assurer une fonction d'étanchéité et donc ses caractéristiques n'ont pas été fixées selon ce critère.

D'après le décret 2003-30 du 10 janvier 2003 relatif à l'autorisation de passage en phase de surveillance du CSM, ce concept de couverture ne satisfait pas aux critères de pérennité. Ce décret définit les objectifs suivants :

« Les matériaux constitutifs de la couverture sont choisis de manière à assurer la pérennité de ses propriétés d'étanchéité. La conception de la couverture est telle que la pérennité de ses propriétés nécessite la maintenance la plus réduite possible. La couverture doit être réparable et conserver une stabilité mécanique suffisante ».

Se pose donc la question de la mise en place d'une couverture pérenne permettant d'assurer la sûreté à long terme.

La fonction d'étanchéité de cette couverture pérenne pourrait être assurée par une couche minérale si les performances de la membrane bitumineuse ne peuvent être garanties sur une durée pluriséculaire.

L'objectif de la recherche sera donc de définir une solution durable pour la couverture en toit à long terme, en cohérence avec la démarche proposée par l'Andra dans le rapport « couverture pérenne », démarche jugée satisfaisante par l'Autorité de Sûreté Nucléaire.

Dans le cadre de cette problématique se pose donc la question de l'amélioration de la barrière d'étanchéité de couverture.

La recherche proposée dans le cadre de la présente thèse CIFRE se concentre donc sur l'étude hydraulique de la couche de schiste et sur son amélioration hydromécanique. Il s'agit donc de renforcer son imperméabilité afin que cette couche puisse jouer un rôle de barrière minérale.

Une contrainte imposée par l'Andra était de considérer la validité du réemploi du matériau en place au moyen d'un traitement par adjuvant.

Le schiste est un limon sableux, donc un matériau comportant déjà une part de fines non négligeable. S'il existe dans la littérature de nombreuses études sur l'amélioration mécanique des matériaux fins (applications aux infrastructures routières) et sur le traitement de matériaux pulvérulents par ajout d'une fraction fine (constitution de barrières étanches), il existe très peu d'études sur le renforcement de l'imperméabilité de sols fins.

Le présent manuscrit comprend :

- une synthèse sur le stockage de surface de déchets radioactifs en France et à l'international,
- une présentation du CSM,
- une caractérisation du matériau sur des prélèvements réalisés sur tous les panneaux de la couverture du CSM,
- une étude du comportement mécanique et hydraulique du matériau brut, en considérant plusieurs options de traitement par ajout d'adjuvant,
- la présentation de planches d'essai construite en 2014 et mettant en œuvre la solution jugée la plus pertinente.

En ce qui concerne la présentation du manuscrit, il a été choisi de rappeler dans le texte plutôt qu'en annexe un certain nombre de notions classiques en mécanique et hydraulique des sols, rendant cette thèse assez volumineuse. En effet dans un contexte de thèse CIFRE il apparaissait judicieux de permettre à des non spécialistes de pouvoir suivre cette démarche et d'en apprécier les résultats.

Chapitre n° 1	LE STOCKAGE DE SURFACE DES DECHETS FAIBLEMENT ET TRES FAIBLEMENT RADIOACTIFS EN FRANCE ET DANS LE MONDE
----------------------	--

1.1. *Installation de stockage de déchets non radioactifs, ISDND et ISDD*

1.1.1. Classification française des déchets non radioactifs (dangereux et non dangereux)

Le terme déchet est défini dans la loi française n°75-633 du 15 juillet 1975 par « tout résidu d'un processus de production, de transformation ou d'utilisation, toute substance, matériau, produit, ou plus généralement tout bien meuble abandonné ou que son détenteur destine à l'abandon ».

Les déchets sont généralement classés en fonction de leur provenance et de leur dangerosité. C'est ce dernier critère qui a été choisi pour élaborer la classification européenne des déchets suivante (du moins dangereux au plus dangereux) :

- les déchets inertes (DI),
- les déchets non dangereux (DND),
- les déchets dangereux (DD).

Les déchets inertes :

Les déchets inertes (DI) proviennent essentiellement du secteur agricole et du BTP. Ces déchets sont produits en grande quantité mais sont généralement valorisables. Bien que la plupart de ces déchets soient réutilisés sur place (du fait de leur non dangerosité), une part peut tout de même être stockée, après transport en installation de stockage de déchets inertes (ISDI), anciennement appelée installation de stockage de classe III.

Les déchets non dangereux :

Les déchets non dangereux (DND) regroupent l'ensemble des déchets non toxiques provenant de toute activité économique ou des ménages. Plus précisément les DND regroupent les ordures ménagères (OM), les déchets des collectivités, les encombrants ainsi que les déchets industriels banals (DIB). L'ensemble des déchets collectés par les collectivités est généralement regroupé sous le terme déchets municipaux (DM). Le Tableau 1-1 regroupe les types de déchets non dangereux. Les DND sont en grande partie valorisables, soit sous forme de matière soit sous forme d'énergie. Ainsi ils peuvent être recyclés, compostés ou incinérés en unité d'incinération des ordures ménagères ou enfin

traités en installation de stockage de déchets non dangereux (ISDND), anciennement appelée installation de stockage de classe II.

Tableau 1-1: Types de déchets non dangereux (Ademe 2009, cité dans Staub 2010)

Collectivités		Ménages		Entreprises	
Déchets de voirie et des marchés	Déchets verts	Encombrants, déchets verts	OM au sens strict	DIB collectés avec les OM	DIB avec collecte spécifique
		OM au sens large			
	Déchets municipaux (DM)				
Déchets non dangereux (DND)					

Les déchets dangereux :

Les déchets dangereux (DD) regroupent les déchets industriels spéciaux, les déchets dangereux du secteur du bâtiment et des travaux publics, les déchets dangereux des ménages et les déchets dangereux d'activités de soin à risque infectieux. Les déchets industriels spéciaux représentent une part importante de ces déchets et font l'objet d'une filière spécialisée. Les principales méthodes de traitement et d'élimination des DD sont l'incinération et le stockage en installation de stockage de déchets dangereux (ISDD) anciennement appelée installation de stockage de classe I.

D'après l'Ademe, en 2006, 868 millions de tonnes de déchets ont été produites (tous types confondus hors déchets radioactifs) en France (Ademe 2009). En 2009 cette production était de 770 millions de tonnes (Ademe 2012). La Figure 1-1 et la Figure 1-2 donnent la répartition des déchets en fonction de leur origine et de leur nature. Entre 2006 et 2009, la part de déchets produite par les collectivités a été divisée par 2, celle des ménages est restée inchangée. La part de déchets produite par les entreprises (déchets des activités) et par l'agriculture (sylviculture comprise) a augmenté respectivement de 4% et 5%, en revanche la production de déchets du secteur de la construction et du BTP a baissé de 8% (voir Figure 1-1). Pour ce qui est de la nature des déchets, entre 2006 et 2009, la répartition de la production globale des déchets en France entre les DI, DND et DD a peu évolué. Les déchets dangereux représentent toujours 1% de la production totale et plus de 80% des déchets produits sont des déchets inertes (voir Figure 1-2).

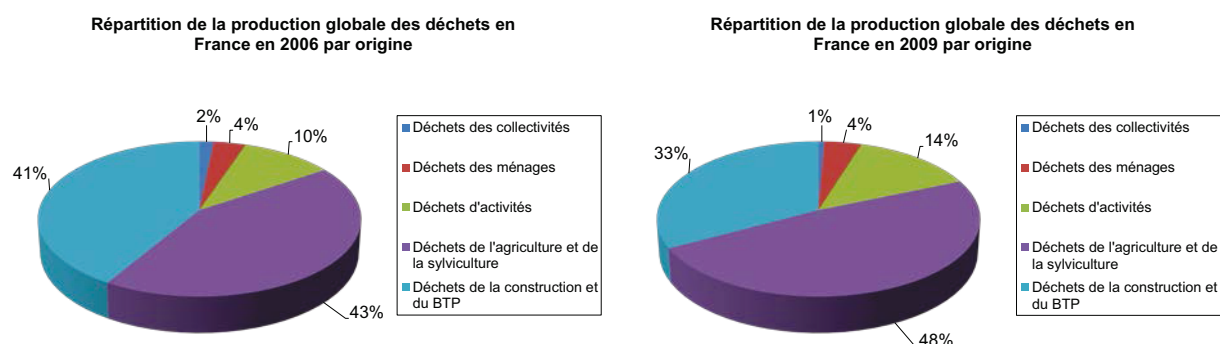


Figure 1-1: Production globale de déchets en France en 2006 (Ademe 2009) et en 2009 (Ademe 2012) par origine

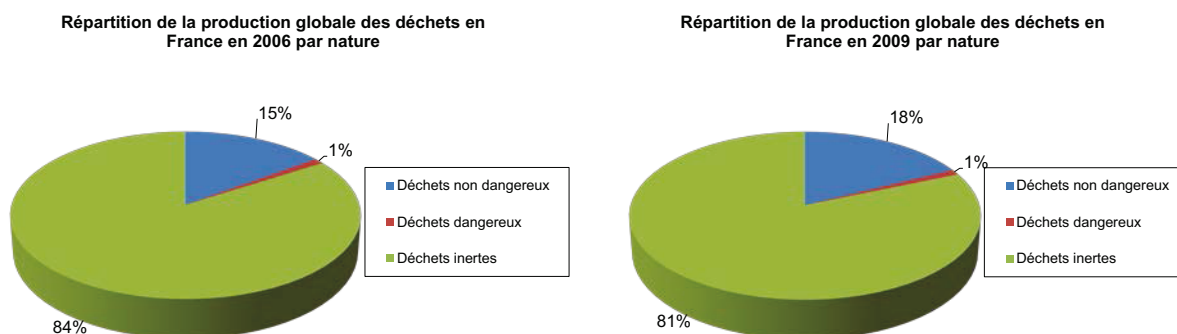


Figure 1-2: Production globale de déchets en France en 2006 (Ademe 2009) et en 2009 (Ademe 2012) par nature

La Figure 1-3 montre les solutions de traitement des déchets non-dangereux à travers l'Europe. Près de 40% des déchets non dangereux produits en Union Européenne (27 pays – UE27 sur la Figure 1-3) sont stockés en décharge (terme communément utilisé pour les ISDND). En France la mise en décharge de ces déchets correspond à un peu plus de 30% de la production qui est envoyée dans les ISDND.

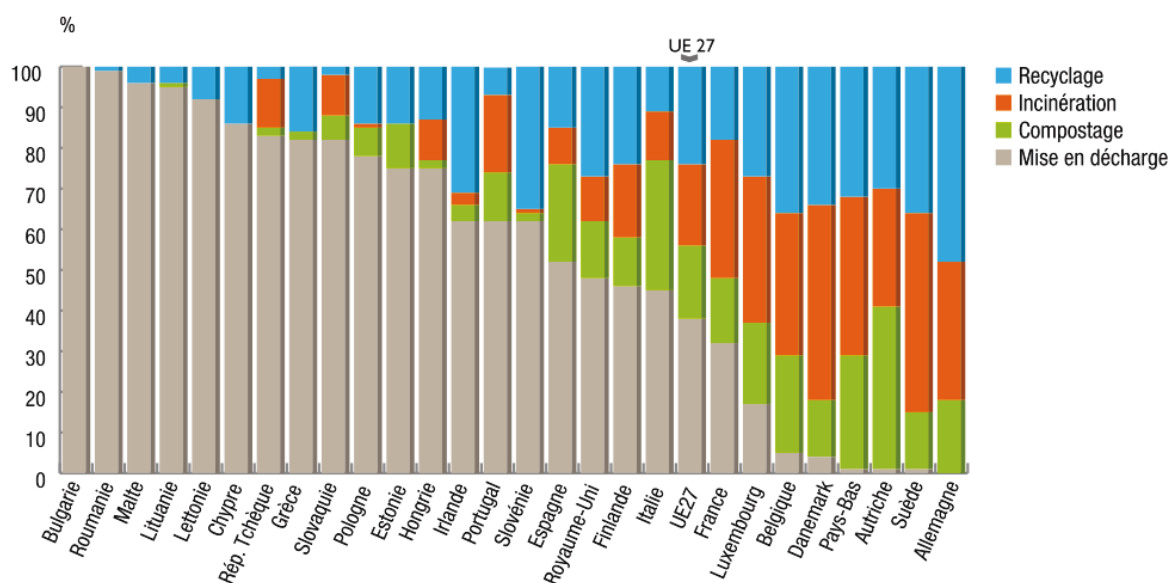


Figure 1-3 : Solution de traitement des déchets non-dangereux en Europe (Ademe 2012)

En France la conception des installations de stockage de déchets, qu'ils soient dangereux ou non, doit suivre un certain nombre de règles, notamment pour la conception des alvéoles qui doivent par exemple être indépendantes hydrauliquement. D'autres règles existent sur les épaisseurs de barrière passive en fond ou en couverture etc...

1.1.2. Recommandations générales sur les couvertures des installations de stockage

Notre sujet porte sur la problématique d'une couverture d'alvéole de stockage, nous n'aborderons donc pas le confinement à la base du massif de déchets.

La Figure 1-4 présente une coupe type simplifiée d'une alvéole d'installation de stockage de déchets.

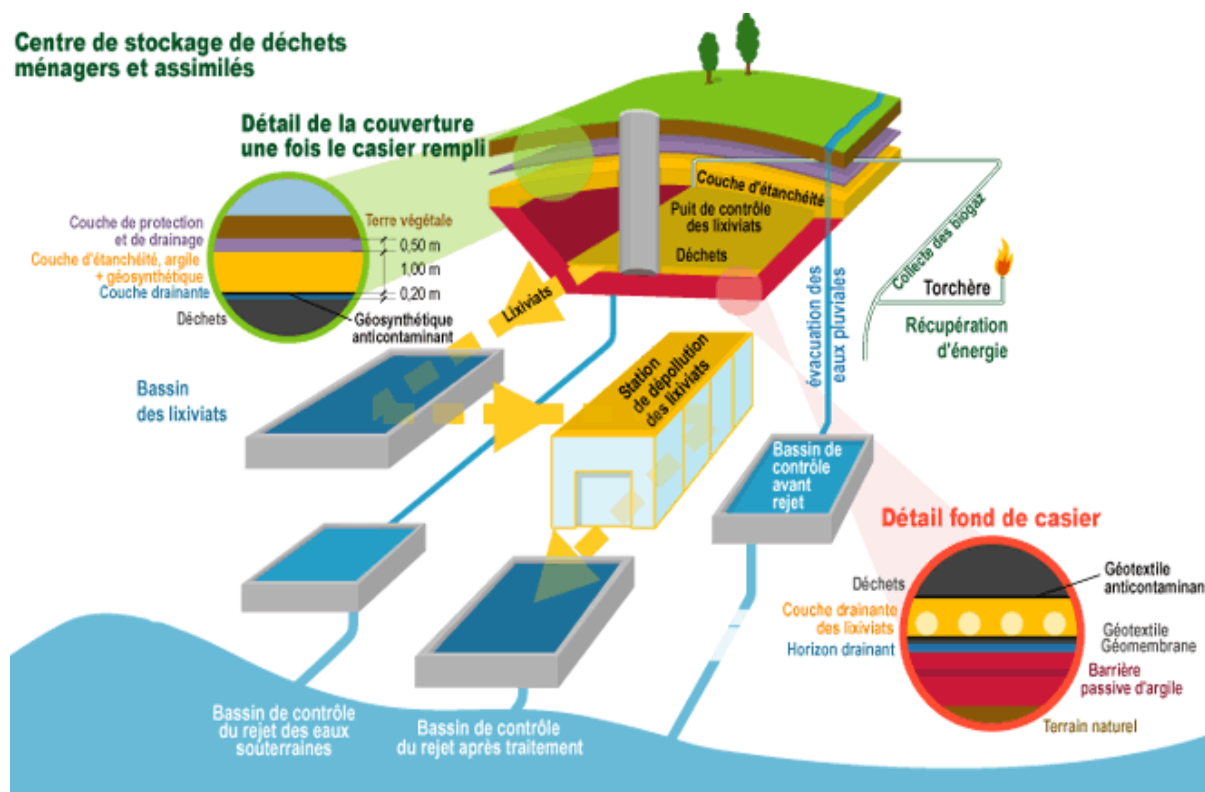


Figure 1-4 : Coupe type d'une alvéole de stockage de déchets (d'après ANTEA)

Dans le cas des déchets non biodégradables, il n'y a pas de production de biogaz, il n'est donc pas nécessaire de prévoir de système de collecte de ces biogaz.

Les couvertures des installations de stockage de déchets dangereux ou non sont réalisées par la méthode du multicouche associant des fonctions d'étanchéité et de drainage.

La couverture des ISDND dépend du type de déchets stockés. En effet dans le cas du stockage de déchets biodégradables, une couverture dite "semi perméable" sera généralement mise en place (voir Figure 1-5), l'objectif est d'apporter une "certaine quantité d'eau" au déchet pour sa dégradation mais de limiter cependant l'infiltration de l'eau et donc la production de lixiviat.

Ce type de couverture se compose de haut en bas par (voir Figure 1-5) :

- une couche de terre végétale permettant de favoriser l'évapotranspiration,
- une couche drainante collectant les eaux de ruissellement,
- une couche d'au moins un mètre de matériau ayant une conductivité hydraulique $k \approx 10^{-6}$ m/s, permettant de limiter l'infiltration de l'eau dans les déchets sans l'empêcher totalement,
- une couche drainante munie de collecteurs permettant de collecter les biogaz produits par la biodégradation des déchets.

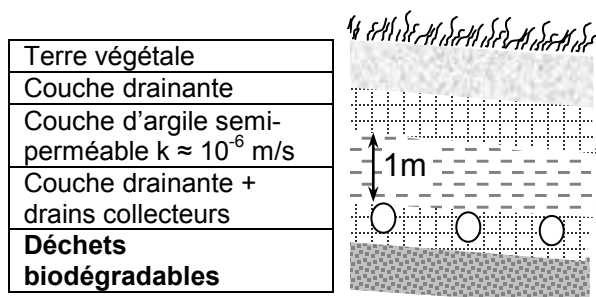


Figure 1-5 : Schéma type d'une couverture semi imperméable selon les recommandations française (Camp Devernay 2008)

Cependant pour ce type de déchets, un autre type de barrière peut être envisagée si l'installation fonctionne en bioréacteur. Dans ce cas la barrière doit permettre une collecte maximale des biogaz pour valorisation, et donc disposer d'une couche d'étanchéité suffisante, minérale (matériau fin type argile) et/ou synthétique (géomembrane). De plus l'humidification du déchet est donc forcée, par un système d'injection d'eau/lixiatiés sous l'étanchéité (voir Figure 1-6).



Figure 1-6 : Schéma type d'un bioréacteur (waste management, 2000)

Pour les déchets non biodégradables, une couverture imperméable devra être mise systématiquement en œuvre (voir Figure 1-7) empêchant les infiltrations d'eau dans le massif de déchets. Ce multicouche se compose de haut en bas par (voir Figure 1-7) :

- une couche de terre végétale permettant de favoriser l'évapotranspiration,
- une couche drainante limitant l'infiltration de conductivité hydraulique $k > 10^{-4}$ m/s pouvant être munie de drains collecteurs
- une géomembrane de conductivité hydraulique $k < 10^{-11}$ m/s, munie de son système de protection (géotextiles anti-poinçonnants),

- une couche d'au moins un mètre de matériau dont la conductivité hydraulique k est inférieure à 10^{-9} m/s,

Pour les ISDD, cette couverture doit suivre l'Article 25 de l'Arrêté du 30 décembre 2002 relatif au stockage de déchets dangereux. Cet arrêté prévoit que la couverture d'une ISDD doit être composée à minima de haut en bas par (voir Figure 1-8) :

- une couche de 0,30m de terre végétale,
- une couche de 0,50m de matériau drainant de conductivité hydraulique (k) supérieure à 10^{-4} m/s,
- un dispositif d'étanchéité par géosynthétique (DEG) composé notamment d'une géomembrane,
- une couche de 1m de matériau de conductivité hydraulique (k) inférieure à 10^{-9} m/s,
- une couche drainante surmontant les déchets.

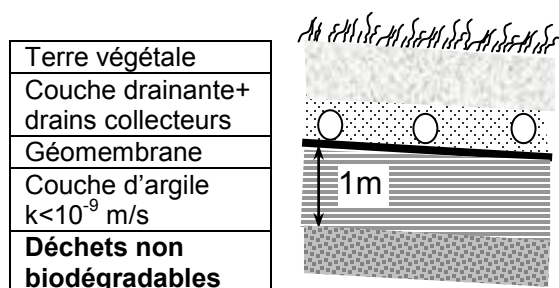


Figure 1-7 : Schéma type d'une couverture imperméable selon les recommandations française (Camp Devernay 2008)

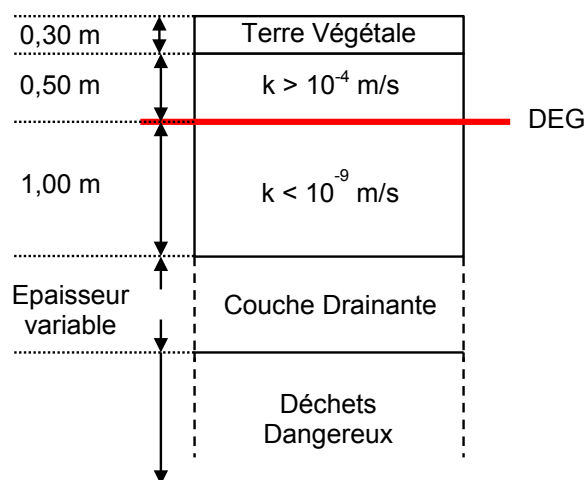


Figure 1-8 : Coupe type d'une couverture d'une ISDD suivant l'Article 25 de l'Arrêté du 30 décembre 2002

Les recommandations concernant la conception des couvertures des casiers des installations de stockage ne sont pas uniformisées au niveau mondial comme le montre la Figure 1-9, datant cependant de 1998, pour différents pays.

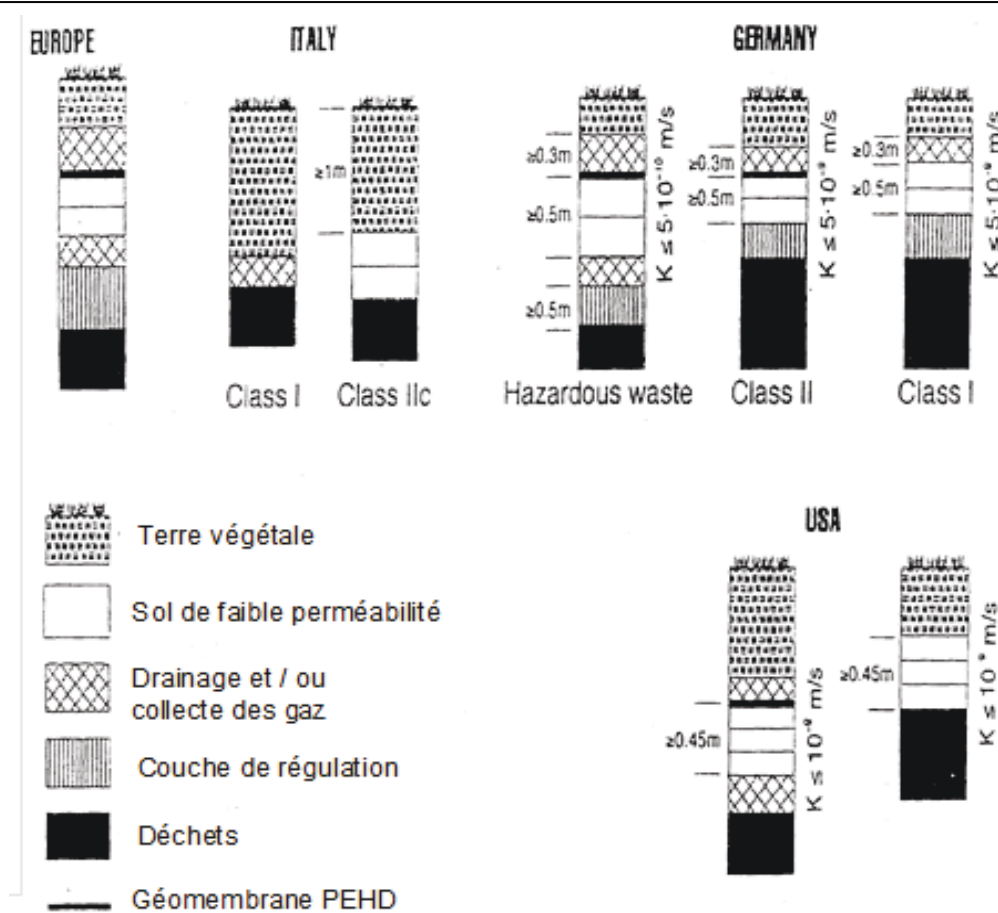


Figure 1-9 : Recommandation pour le confinement des déchets en couverture pour différents pays (Van Impe, ITC5, 1998, citée dans Camp Devernay 2008)

Dans ces différents exemples, les couvertures imperméables (pour les déchets dangereux notamment) sont toujours composées d'un couplage barrière synthétique, (généralement une géomembrane polyéthylène haute densité (PEHD)), et barrière minérale composée d'une couche de matériau de conductivité hydraulique $k < 10^{-9}$ m/s. A ces deux couches majeures s'ajoutent différentes couches de drainage et systématiquement une couche de terre végétale qui a pour objectif de favoriser l'évapotranspiration et ainsi de limiter au maximum l'infiltration des eaux météoriques et de permettre une insertion paysagère du site.

1.1.3. Recommandations particulières relatives à la couche de sol fin de la barrière

La caractéristique principale recherchée pour la couche de sol fin de la barrière est une faible conductivité hydraulique qui est associée à une flexibilité qui permet de conserver cette faible conductivité hydraulique en cas de déformation (sans fissuration). La résistance mécanique de la couche (compression, poinçonnement) n'est pas recherchée elle doit simplement être suffisante pour permettre une mise en œuvre correcte à la construction.

Les recommandations de tous les pays étudiés (voir Figure 1-9) s'accordent sur une couche minérale de conductivité hydraulique inférieure à 10^{-9} m/s, si l'étanchéité aux fluides (gaz et eau) est recherchée. Il est donc nécessaire de définir les conditions de mise en œuvre d'un tel matériau pour obtenir ces caractéristiques.

Le Technical Committee 5 (TC5) de l'International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering (ISSMFE) a proposé des caractéristiques de conductivité hydraulique, de résistance au cisaillement et de limite de retrait compatibles avec une mise en œuvre en couverture d'une installation de stockage. Il est nécessaire de rappeler que ces caractéristiques varient en fonction des conditions de compactage pour un sol donné.

Ainsi, le TC5 de l'ISSMFE a proposé une zone acceptable d'un matériau dans un diagramme type Proctor (γ_d, w). Cette zone est définie à la Figure 1-10.

Une limite de la zone est donnée par la faible conductivité hydraulique du matériau qui est obtenue pour des teneurs en eau élevées (le degré de saturation du sol doit être élevé), cette limite est donc donnée par la ligne des optimums.

Il faut limiter la fissuration du matériau constituant la couche imperméable d'une couverture d'une installation de stockage de déchets causée par le retrait. Ainsi Kleppe et Olson (1985) ont pu observer qu'une déformation volumique par retrait de 4% engendrait une fissuration trop importante et incompatible avec une utilisation du matériau en couverture. L'évolution de la déformation volumique d'un matériau en fonction de la teneur en eau a été déterminée par Daniel et Wu (1993). Ils ont notamment défini la teneur en eau provoquant un retrait de 4% et ainsi la limite de retrait (teneur en eau maximale acceptée) a pu être déterminée.

Enfin Daniel et Wu (1993) ont également montré que la résistance au cisaillement d'un matériau augmente lorsque sa teneur en eau diminue significativement ou lorsque son poids volumique est élevé.

Rappelons que dans notre cas, nous avons considéré que ce dernier critère n'était pas majeur, la déformabilité étant une priorité par rapport à la résistance mécanique.

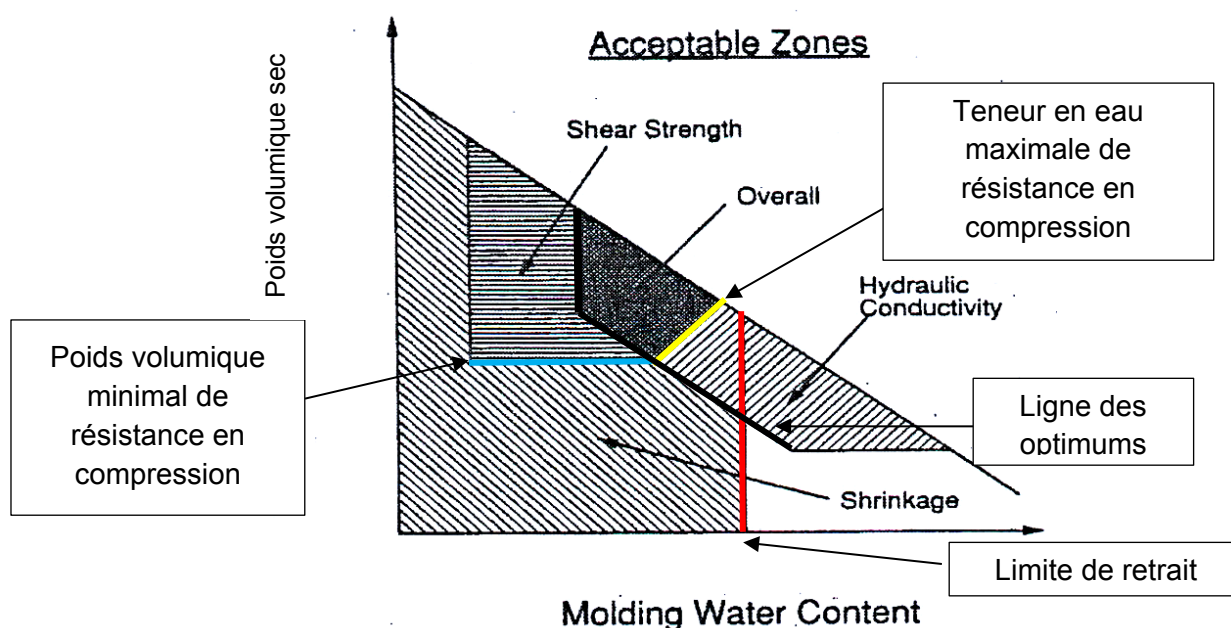


Figure 1-10: Recommandations du TC5 de l'ISSMFE pour la mise en œuvre d'un matériau en barrière imperméable d'une installation de stockage de déchets

Le Bureau de Recherches Géologiques et Minières (BRGM) a aussi défini la zone acceptable pour un domaine dans lequel la conductivité hydraulique et la résistance mécanique sont admissibles pour une utilisation du matériau en couverture d'une installation de stockage de déchets. Cette zone acceptable étant définie par une mise en œuvre du matériau à une teneur en eau comprise entre $w_{opt} + 2\%$ et $w_{opt} + 6\%$ (Figure 1-11).

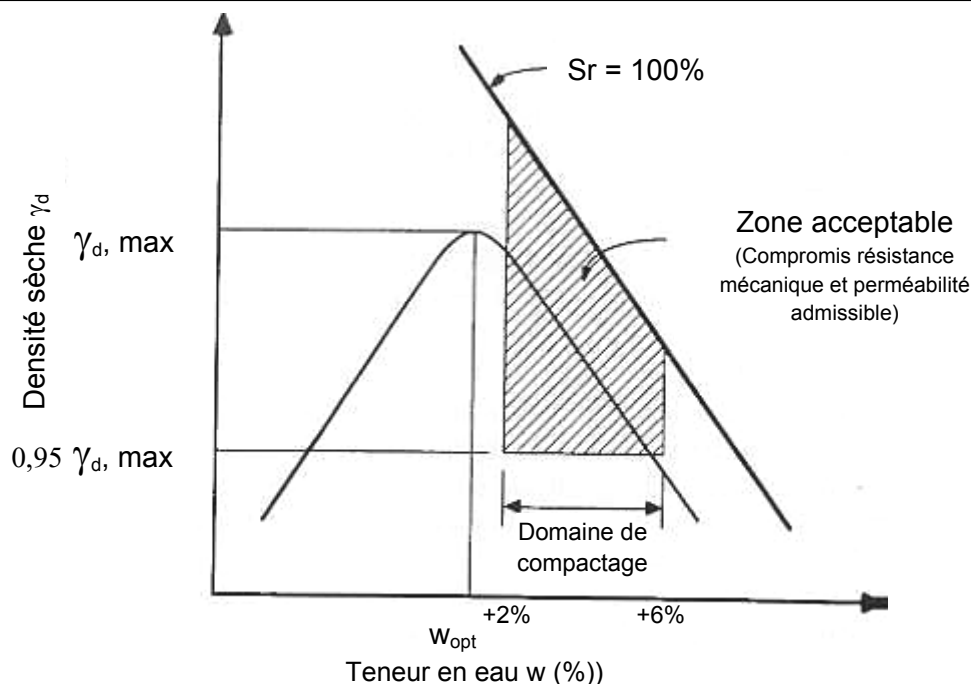


Figure 1-11: Caractéristiques recommandées pour la mise en œuvre de la barrière imperméable de couverture des centres de stockage (ADEME, BRGM, 2001)

1.2. Installations de stockage de surface de déchets radioactifs très faiblement, faiblement et moyennement actifs à vie courte

1.2.1. Classification des déchets radioactifs dans différents pays

La politique de gestion des déchets radioactifs n'est pas encore unifiée au niveau international. Nous donnons ci-dessous les informations disponibles sur la classification de quatre pays (excepté la France qui sera traitée séparément) :

- La Belgique ;
- L'Allemagne ;
- Le Royaume-Uni ;
- Les Etats-Unis.

En Belgique la classification des déchets est faite selon les classes, A,B et C (source site de l'ONDRAF, équivalent belge de l'Andra).

- La classe A regroupe les déchets de faible ou moyenne activité et de courte durée de vie (30 ans maximum) ;
- La classe B regroupe les déchets de faible ou moyenne activité et de longue durée de vie (supérieure à 30 ans) ;
- La classe C regroupe les déchets de haute activité et de courte ou longue durée de vie ;

Les déchets radioactifs sont classés en Allemagne selon leur propriété à dégager de la chaleur, sans considération de période ou d'activité (source Andra):

- Les déchets à pouvoir exothermique négligeable ;
- Les déchets à haut pouvoir exothermique (c'est-à-dire les déchets vitrifiés de type haute activité et les combustibles usés).

Le Royaume-Uni distingue les déchets radioactifs selon leur niveau de radioactivité et leur charge calorifique (Source Andra) :

- Les déchets très faiblement radioactifs (TFA) sont classés en sous-catégorie des déchets faiblement radioactifs (FA). Cependant les déchets TFA de faible volume peuvent être stockés dans des décharges classiques. Leur radioactivité doit rester inférieure à 400 kBq par fût de 100 litres, en émetteurs $\beta\gamma$;
- Les déchets FA avec moins de 4 GBq/t d'émetteurs α ou 12 GBq/t d'émetteurs $\beta\gamma$ sont entreposés ou stockés depuis 1950, 1 000 000 m³ près de Drigg et 33 000 m³ à Dounreay. Le centre de stockage de Drigg devrait être rempli avant 2030. Celui de Dounreay est arrêté depuis 2005 et sera réhabilité ;
- Les déchets moyennement radioactifs (MA) ont des activités qui dépassent la limite supérieure des déchets FA, et un faible dégagement de chaleur qui ne nécessite pas d'être pris en compte dans la conception du stockage géologique. Ces déchets proviennent essentiellement du traitement des combustibles usés et sont entreposés sur leurs lieux de production en attente de la construction d'un centre de stockage ;
- Les déchets hautement radioactifs (HA) exothermiques proviennent principalement des produits de fission destinés à être vitrifiés. Ils nécessitent des installations spécifiques d'entreposage et de stockage. La politique du gouvernement pour ce type de déchets est de les entreposer pendant 50 ans dans l'attente de leur refroidissement puis de procéder à leur stockage en formation géologique.

Aux Etats-Unis la classification des déchets radioactifs pouvant être admis dans des centres de stockage de surface est différente. Cette classification ne dépend pas uniquement de l'activité ou du temps de demi-vie. Il existe trois classes : la classe A, la classe B et la classe C. La classe A regroupe les déchets qui nécessitent le moins de confinement et de surveillance et la classe C celle qui en nécessite le plus. Les déchets sont ordonnés dans ces trois classes en fonction de la quantité de chaque radionucléide dont il est composé (c'est pour cela que la classification n'est pas donnée ici). Lorsqu'un déchet ne rentre dans aucune de ces trois classes, il n'est pas admis en stockage de surface.

1.2.2. Situation en France

1.2.2.1. Critères de classification des déchets radioactifs

La sûreté à long terme des stockages de déchets radioactifs est un problème mondial majeur. En France, l'Agence Nationale pour la gestion de déchets radioactifs (Andra) est chargée du management de l'ensemble des déchets radioactifs français. L'Andra a développé une série de méthodologies et de concepts de centres de stockage de surface, dédiés aux déchets moyennement, faiblement et très faiblement radioactifs.

Les déchets radioactifs sont classés selon deux critères principaux: l'activité et le temps de demi-vie (période).

Pour mesurer les effets de la radioactivité, deux unités principales sont utilisées, le Becquerel (Bq) et le Sievert (Sv).

Le Becquerel (Bq) est l'unité de mesure du niveau de radioactivité (appelé activité), qui correspond au nombre de désintégrations par seconde.

1 Bq = 1 désintégration par seconde

Le Sievert (Sv) est utilisé pour évaluer les effets biologiques des radiations sur un corps vivant exposé à la radioactivité. Ces effets sont variables en fonction du type de rayon et des organes irradiés.

Le niveau de radioactivité : Il s'exprime généralement en Becquerels (Bq) par gramme ou par kilogramme. Egalement appelé activité, le niveau de radioactivité correspond à la quantité de rayonnements émis par les éléments radioactifs (radionucléides) contenus dans les déchets. Les ordres de grandeur des activités, correspondant à chacune des classes, sont les suivants :

- Très faible activité (TFA), de 1 à 100 Bq/g ;
- Faible activité (FA), de 100 à 100 000 Bq/g ;
- Moyenne activité (MA), de 100 000 à 1 000 000 Bq/g ;
- Haute activité (HA), plus de 1 000 000 Bq/g ;

A titre de comparaison la radioactivité naturelle d'un granite est évaluée à 1 Bq/g.

La période radioactive : Elle s'exprime en années, jours, minutes ou secondes. Egalement appelée demi-vie, elle quantifie le temps au bout duquel l'activité initiale d'un radionucléide est divisée par deux (Figure 1-12).

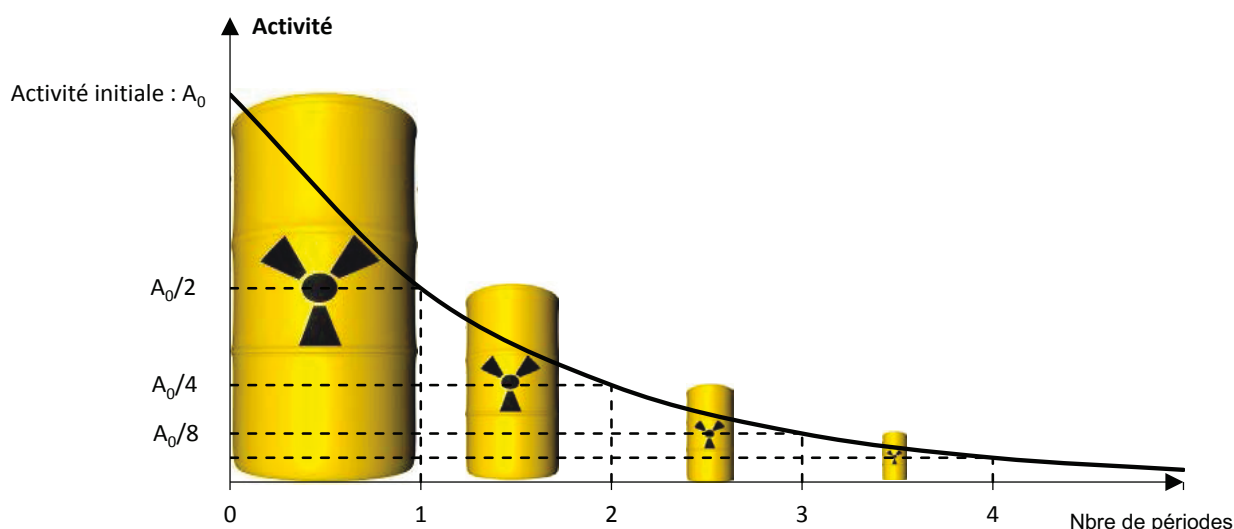


Figure 1-12: Période de décroissance radioactive

On distingue les déchets dont les principaux radionucléides ont une période dite de "vie courte" (inférieure ou égale à 30 ans) et ceux qui ont une période dite de "vie longue" (supérieure à 30 ans).

On notera aussi le cas particulier des radionucléides utilisés pour les besoins de diagnostic en médecine, de durée de vie "très courte", c'est-à-dire dont la période est inférieure à 100 jours. Au bout d'un temps réduit, leur radioactivité atteint des niveaux très faibles. Ces déchets sont entreposés sur leur site de production un certain nombre de jours, jusqu'à ce que leur radioactivité atteigne un niveau très faible, pour qu'ils puissent être stockés dans un centre de stockage conventionnel.

1.2.2.2. Classification française des déchets radioactifs et flux de déchets

En France, les déchets radioactifs sont classés en fonction de leur activité et de leur temps de demi-vie. Les solutions de stockage, pour chaque classe de déchets, envisagées ou existantes sont données dans le Tableau 1-2.

Les déchets ayant un temps de demi-vie très court sont entreposés sur leur site de production afin d'attendre que leur décroissance radioactive permette un stockage dans une installation conventionnelle.

Les déchets TFA sont stockés au Centre industriel de regroupement d'entreposage et de stockage (Cires) situé dans l'Aube.

Les déchets faiblement actifs à vie courte (FA-VC) et moyennement actifs à vie courte (MA-VC) sont stockés au Centre de stockage de l'Aube (CSA).

Pour les déchets faiblement et moyennement radioactifs à vie longue (respectivement FA-VL et MA-VL) les solutions de stockage sont toujours à l'étude, tout comme pour les déchets hautement actifs (HA) à vie longue ou courte (voir Tableau 1-2).

Tableau 1-2: Classification française des déchets radioactifs, et solutions de stockage actuelles ou futures (Andra, 2009 b).

Demi-vie Activité	Demi-vie Très courte Demi-vie < 100 jours	Demi-vie Courte (VC) Demi-vie ≤ 30 ans	Demi-vie Longue (VL) Demi-vie > 30 ans
Très faiblement actif (TFA)	Entreposage sur site de production afin de permettre une décroissance radioactive avant stockage en centre de stockage conventionnel.	Installation de stockage de surface (Centre industriel de regroupement, d'entreposage et de stockage : Cires)	
Faiblement actif (FA)		Installation de stockage de surface (Centre de stockage de l'Aube : CSA)	Stockage à faible profondeur à l'étude, en accord avec l'article 4 du plan d'action du 28 Juin 2006 relative à la gestion durable des matières et déchets radioactifs
Moyennement actif (MA)			Centre de stockage profond à l'étude, en accord avec l'article 3 du plan d'action du 28 Juin 2006 relative à la gestion durable des matières et déchets radioactifs
Hautement actif (HA)		Centre de stockage profond à l'étude, en accord avec l'article 3 du plan d'action du 28 Juin 2006 relative à la gestion durable des matières et déchets radioactifs	

Les déchets nucléaires français sont produits par plus de 1000 producteurs, dont les principaux sont EDF, Areva et le CEA, mais aussi des hôpitaux, des organismes de recherche et des industriels hors secteur électronucléaire. Annuellement, les producteurs

transmettent à l'Andra le volume de déchets radioactifs qu'ils ont en stock. Ces volumes correspondent aux volumes conditionnés préalablement à l'envoi dans les centres de stockage correspondants. Le tableau suivant (Tableau 1-3) synthétise les volumes issus de ces déclarations pour chaque classe de déchet à la fin 2010, et donne une évaluation des volumes de déchets radioactifs prévus à la fin 2020 ainsi qu'à la fin 2030.

Tableau 1-3 : Volumes de déchets fin 2010 et estimations pour la fin 2020 et la fin 2030, (Andra, 2012)

Classes de déchets	Volume total cumulé à la fin 2010 (m ³)	Volume cumulé estimé à la fin 2020 (m ³)	Volume cumulé estimé à la fin 2030 (m ³)
TFA	360 000	762 000	1 300 000
FA-VC and MA-VC	830 000	1 000 000	1 200 000
FA-VL	87 000	89 000	133 000
MA-VL	40 000	45 000	49 000
HA	2 700	4 000	5 300
TOTAL	≈ 1 320 000	≈ 1 900 000	≈ 2 700 000

1.2.2.3. Les centres de stockage de surface de déchets radioactifs français

Comme le montre le Tableau 1-2, les déchets de type FA-VC, MA-VC et TFA sont actuellement stockés sur les sites de l'Andra :

- Les déchets FA-VC et MA-VC ont été stockés au Centre de Stockage de la Manche (CSM, site de La Hague, Manche) de 1969 à 1994 (ce centre est actuellement en phase de surveillance), puis à partir de 1992 au CSA sur le site de Soulaïnes-Dhuys dans l'Aube ;
- Les déchets TFA sont stockés au Cires sur le site de Morvilliers également dans l'Aube. Une précédente thèse (Camp-Devernay, 2008) du laboratoire a été consacrée à la barrière minérale de couverture de ce site.

Ces deux types de déchets représentent les plus grands volumes de déchets radioactifs en France.

La présentation du CSM sera abordée dans le chapitre 2, puisqu'il s'agit du site considéré pour notre recherche.

A partir de 1992, le CSA a pris le relais du CSM qui arrivait progressivement en fin d'exploitation. Au CSA, les déchets sont mis en place avec un système automatisé dans des alvéoles en béton armé (Figure 1-13 et Figure 1-14). Si leur densité est trop faible, les déchets sont préalablement compactés dans une presse avant d'être stockés afin de limiter tout tassement ultérieur.

Ces fûts sont stockés dans des structures en béton armé (25 mètres de côté et 8 mètres de haut), construites par tranches de travaux successives. Quand l'alvéole est pleine, elle est fermée par une dalle étanche en béton armé. A la fin de l'exploitation, une couverture

supplémentaire à base d'argile sera ajoutée afin d'assurer la protection des déchets à long terme. La durée de surveillance de ce site est de 300 ans après sa fermeture.



Figure 1-13. Alvéole en béton armé au CSA (Andra, 2010)



Figure 1-14. Système automatisé de stockage au CSA (Andra, 2010).

Le Cires accueille les déchets TFA depuis 2003. Ce centre de stockage a une capacité de 650 000 m³.

Les alvéoles de stockage sont creusées dans une couche géologique d'argile de plus de 25 mètres d'épaisseur (Figure 1-15). Elles ont une profondeur de 8 mètres et sont creusées et exploitées une par une. La barrière de fond de toutes les alvéoles suit la réglementation française pour le stockage des déchets dangereux, avec notamment une géomembrane polyéthylène haute densité (PEHD) de 2 mm d'épaisseur, placée en fond et sur les côtés de l'alvéole avant sa mise en exploitation (Figure 1-16). Les premières alvéoles avaient une capacité de 10 000 m³. Des alvéoles doubles sont utilisées depuis 2007, leur capacité a été augmentée à 25 000 m³ (26 mètres de large pour 174 mètres de long). Les alvéoles sont remplies en couches successives (10 en moyenne). Les vides entre les colis de déchets sont comblés avec du sablon.

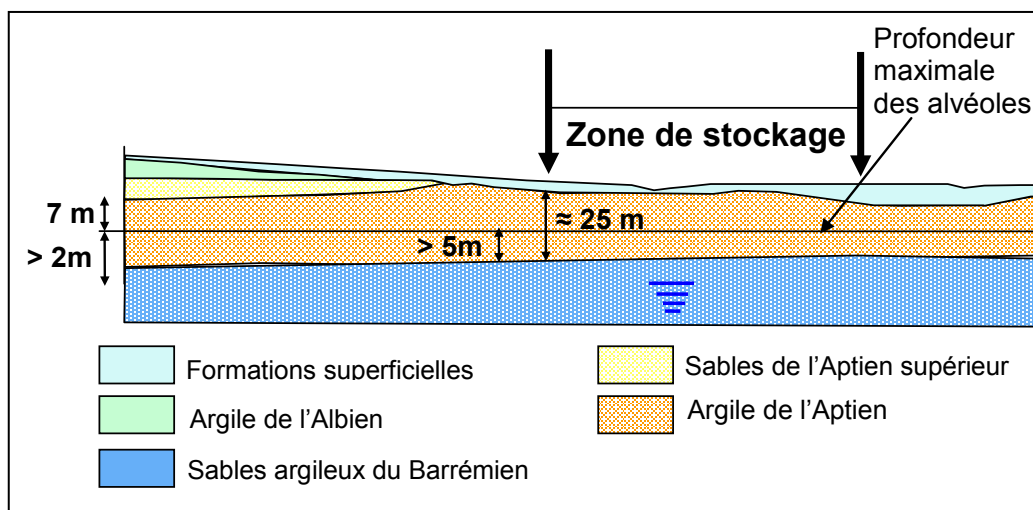


Figure 1-15. Coupe géologique du site du Cires, (Andra 2008 c).

Pendant toute la phase d'exploitation (Figure 1-16), les alvéoles sont couvertes par un bâtille, du creusement jusqu'à leur fermeture afin d'éviter toute humidification du déchet durant l'opération de stockage. Une fois l'alvéole remplie et enveloppée par la géomembrane, le bâtille est déplacé jusqu'à l'emplacement de l'alvéole suivante pour

creusement et exploitation. Lorsque plusieurs alvéoles contiguës sont fermées, le multicouche de couverture à base d'argile est mis en œuvre (Figure 1-17 à Figure 1-19).

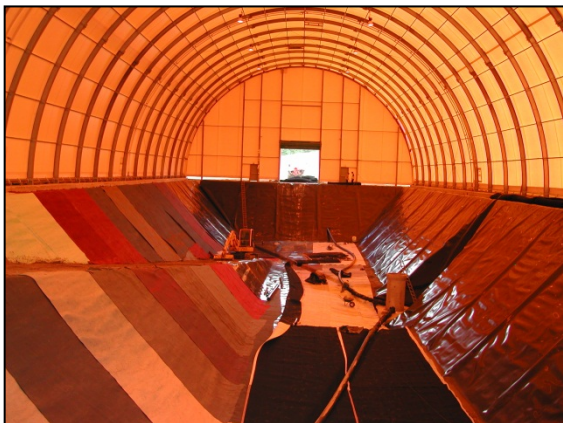


Figure 1-16: Barrière active par géosynthétiques (gauche) et Phase de stockage sous bâtille (droite) - Cires



Figure 1-17 : Déplacement d'un bâtille (Cires).



Figure 1-18 : Etapes successives de mise en œuvre de la couverture (Cires).

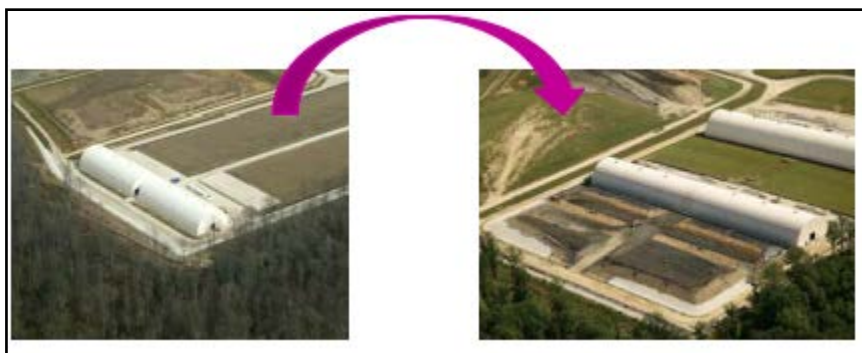


Figure 1-19. Phase initiale en alvéole simple et nouvelle phase en double alvéole (Cires).

Le concept de stockage des déchets TFA repose sur le principe de deux barrières complémentaires en couverture, la barrière géosynthétique pour les premières décennies, et la barrière minérale pour le long terme (voir Figure 1-20) :

- Une fois l'alvéole remplie, une géomembrane PEHD similaire à celle du fond et des côtés de l'alvéole, est mise en place sur le dessus et raccordée par thermo-soudage à celle déjà posée sur les côtés, afin de former une barrière étanche continue tout autour des déchets. La géomembrane est conçue pour éviter toute fuite et toute infiltration d'eau sur plusieurs décennies.
- Une couverture multicouche à base d'argile est compactée au-dessus de la géomembrane. Cette couverture entoure toute l'alvéole et est raccordée avec la couche de 5 mètres d'épaisseur située en fond sous la géomembrane inférieure, couche ayant une conductivité hydraulique très faible (inférieure à 10^{-9} m/s) en

conformité avec la réglementation pour les Installations de Stockage de Déchets Dangereux. Cette argile a été étudiée dans le cadre du programme de recherche de la thèse de Camp-Devernay (Gourc et al., 2010) dans le but d'évaluer la capacité de ce matériau à supporter des déformations sans se fissurer (Camp-Devernay., 2008).

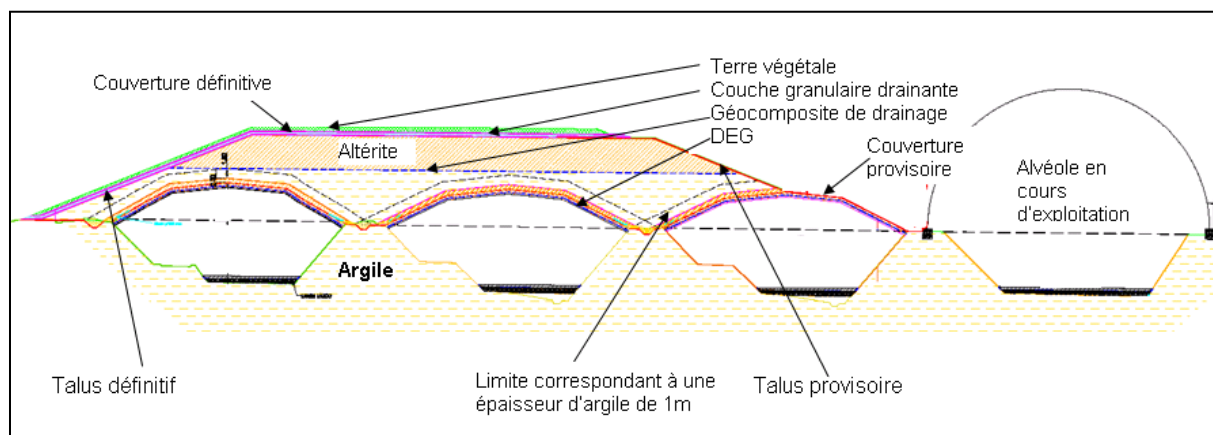


Figure 1-20. Etapes successives de la construction de la couverture du site Cires (Camp-Devernay 2008).

1.2.3. Situation à l'international

1.2.3.1. Part de l'énergie nucléaire au niveau international

L'énergie nucléaire est utilisée dans la production d'électricité dans bon nombre de pays à différentes échelles. Le Tableau 1-4 montre la part d'électricité produite via l'énergie nucléaire pour 32 pays. On peut remarquer que dans la plupart des cas, cette part est plutôt stable dans le temps mis à part pour l'Allemagne qui a divisé par deux la part d'électricité produite par le nucléaire ou le Japon, qui suite à l'accident de Fukushima, est passé de 30% environ à moins de 2% en 2013.

Ce tableau montre que le pays qui utilise le plus l'énergie nucléaire pour produire son électricité est la France (environ 75%), suivi par la Belgique (plus de 50%)

La Figure 1-21 montre l'évolution de cette part d'électricité produite par énergie nucléaire pour neuf pays (France, Royaume-Uni, États-Unis, Japon, Inde, Espagne, Allemagne, Corée du Sud et Chine). On peut également remarquer que la Corée du Sud a également diminué sa part d'électricité produite provenant de l'énergie nucléaire. Pour les six autres le taux reste globalement stable. En revanche les États-Unis produisent moins de 20% de leur électricité en utilisant l'énergie nucléaire et la Chine seulement 2%.

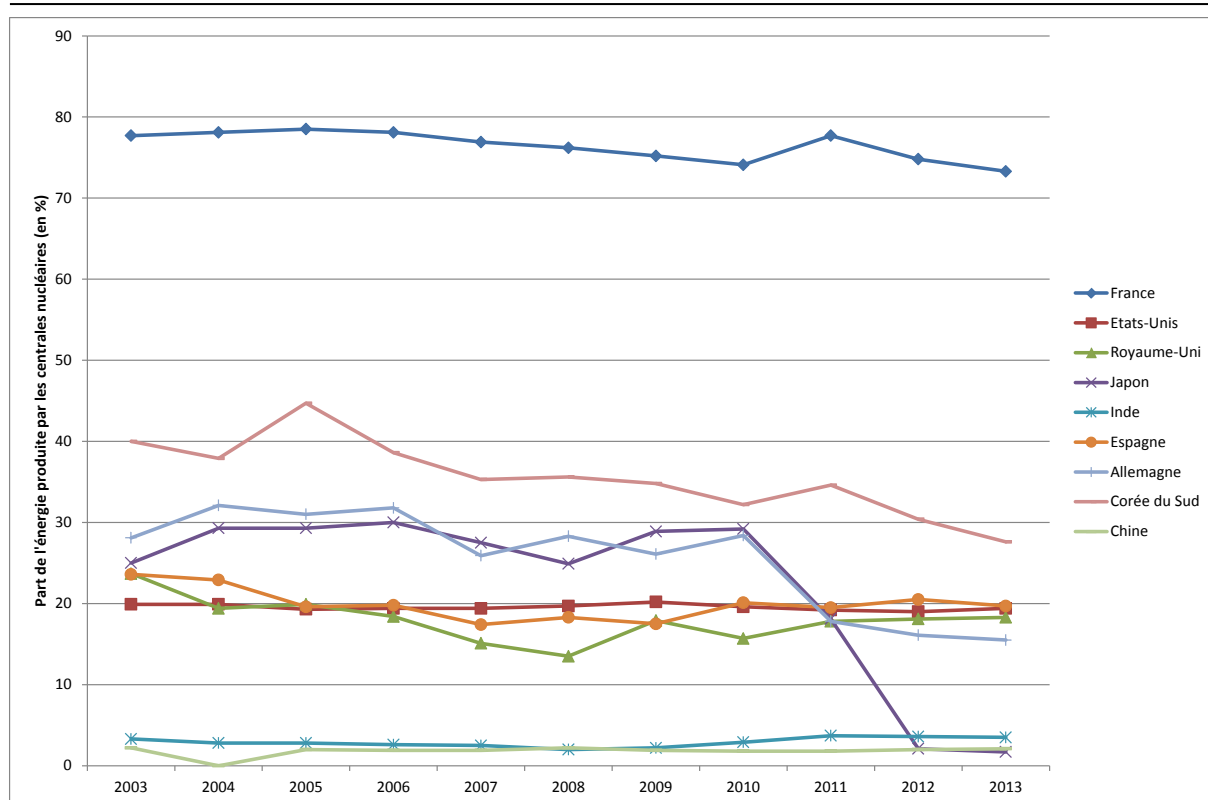


Figure 1-21: Evolution de la part d'énergie produite par les centrales nucléaires pour neuf pays
(données issues du site de l'IAEA)

Tableau 1-4 : Evolution de la part d'énergie produite provenant du nucléaire (Données issues du site de l'IAEA)

	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
Afrique du Sud	6,0%	6,6%	5,5%	4,4%	5,5%	5,3%	4,8%	5,2%	5,2%	5,1%	5,7%
Allemagne	28,1%	32,1%	31,0%	31,8%	25,9%	28,3%	26,1%	28,4%	17,8%	16,1%	15,5%
Argentine	8,6%	8,2%	6,9%	6,9%	6,2%	6,2%	7,0%	5,9%	5,0%	4,7%	4,4%
Arménie	35,5%	38,8%	42,7%	42,0%	43,5%	39,4%	45,0%	39,4%	33,2%	26,6%	29,2%
Belgique	55,5%	55,1%	55,6%	54,4%	54,1%	53,8%	51,7%	51,1%	54,0%	51,0%	52,1%
Brésil	3,6%	3,0%	2,5%	3,3%	2,8%	3,1%	3,0%	3,1%	3,2%	3,1%	2,8%
Bulgarie	37,7%	41,6%	44,6%	43,6%	32,1%	32,9%	35,9%	33,1%	32,6%	31,6%	30,7%
Canada	12,5%	15,0%	14,6%	15,8%	14,7%	14,8%	14,8%	15,1%	15,3%	15,3%	16,0%
Chine	2,2%	-	2,0%	1,9%	1,9%	2,2%	1,9%	1,8%	1,8%	2,0%	2,1%
Corée du Sud	40,0%	37,9%	44,7%	38,6%	35,3%	35,6%	34,8%	32,2%	34,6%	30,4%	27,6%
Espagne	23,6%	22,9%	19,6%	19,8%	17,4%	18,3%	17,5%	20,1%	19,5%	20,5%	19,7%
Etats-Unis	19,9%	19,9%	19,3%	19,4%	19,4%	19,7%	20,2%	19,6%	19,2%	19,0%	19,4%
Finlande	27,3%	26,6%	32,9%	28,0%	28,9%	29,7%	32,9%	28,4%	31,6%	32,6%	33,3%
France	77,7%	78,1%	78,5%	78,1%	76,9%	76,2%	75,2%	74,1%	77,7%	74,8%	73,3%
Hongrie	32,7%	33,8%	37,2%	37,7%	36,8%	37,2%	43,0%	42,1%	43,2%	45,9%	50,7%
Inde	3,3%	2,8%	2,8%	2,6%	2,5%	2,0%	2,2%	2,9%	3,7%	3,6%	3,5%
Iran	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,6%	1,5%
Japon	25,0%	29,3%	29,3%	30,0%	27,5%	24,9%	28,9%	29,2%	18,1%	2,1%	1,7%
Lituanie	79,9%	72,1%	69,6%	72,3%	64,4%	72,9%	76,2%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
Mexique	5,2%	5,2%	5,0%	4,9%	4,6%	4,0%	4,8%	3,6%	3,6%	4,7%	4,6%
Pakistan	2,4%	2,4%	2,8%	2,7%	2,3%	1,9%	2,7%	2,6%	3,8%	5,3%	4,4%
Pays-Bas	4,5%	3,8%	3,9%	3,5%	4,1%	3,8%	3,7%	3,4%	3,6%	4,4%	2,8%
Rép Tchèque	31,1%	31,2%	30,5%	31,5%	30,3%	32,5%	33,8%	33,3%	33,0%	35,3%	35,9%
Roumanie	9,3%	10,1%	8,6%	9,0%	13,0%	17,5%	20,6%	19,5%	19,0%	19,4%	19,8%
Royaume-Uni	23,7%	19,4%	19,9%	18,4%	15,1%	13,5%	17,9%	15,7%	17,8%	18,1%	18,3%
Russie	16,5%	15,6%	15,8%	15,9%	16,0%	16,9%	17,8%	17,1%	17,6%	17,8%	17,5%
Slovaquie	57,3%	55,2%	56,1%	57,2%	54,3%	56,4%	53,5%	51,8%	54,0%	53,8%	51,7%
Slovénie	40,4%	38,8%	42,4%	40,3%	41,6%	41,7%	37,9%	37,3%	41,7%	36,0%	33,6%
Suède	49,6%	51,8%	46,7%	48,0%	46,1%	42,0%	34,7%	38,1%	39,6%	38,1%	42,7%
Suisse	39,7%	40,0%	32,1%	37,4%	40,0%	39,2%	39,5%	38,0%	40,8%	35,9%	36,4%
Taiwan	21,5%	-	-	19,5%	19,3%	17,1%	20,7%	19,3%	19,0%	18,4%	19,1%
Ukraine	45,9%	51,1%	48,5%	47,5%	48,1%	47,4%	48,6%	48,1%	47,2%	46,2%	43,6%

Dans le Tableau 1-5, on peut voir le classement des pays qui produisent le plus d'électricité via l'énergie nucléaire. On remarque que ce sont les États-Unis qui arrivent en tête avec plus de 790 TWh. En second on retrouve la France avec plus de 400 TWh. On peut signaler la Chine qui arrive en cinquième position alors que seulement 2% de son énergie provient du nucléaire.

Ces différents classements montrent l'importance de la gestion des déchets radioactifs puisque ce problème intéresse un grand nombre de pays qui produisent une partie de leur électricité en utilisant l'énergie nucléaire.

Tableau 1-5 : Classement des pays en fonction de la quantité d'électricité produite provenant de l'énergie nucléaire (à gauche) et en fonction de la part d'électricité produite provenant de l'énergie nucléaire à droite

	2012 (en TWh)	2013 (en TWh)		2013
Etats-Unis	770,7	790,2	France	73,3%
France	407,4	405,9	Belgique	52,1%
Russie	166,3	161,7	Slovaquie	51,7%
Corée du Sud	143,5	132,5	Hongrie	50,7%
Chine	92,7	104,8	Ukraine	43,6%
Canada	89,1	94,3	Suède	42,7%
Allemagne	94,1	92,1	Suisse	36,4%
Ukraine	84,9	78,2	Rép Tchèque	35,9%
Royaume-Uni	64	64,1	Slovénie	33,6%
Suède	61,5	63,7	Finlande	33,3%
Espagne	58,7	54,3	Bulgarie	30,7%
Belgique	38,5	40,6	Arménie	29,2%
Taiwan	38,7	39,8	Corée du Sud	27,6%
Inde	29,7	30	Roumanie	19,8%
Rép Tchèque	28,6	29	Espagne	19,7%
Suisse	24,4	25	Etats-Unis	19,4%
Finlande	22,1	22,7	Taiwan	19,1%
Slovaquie	14,4	14,6	Royaume-Uni	18,3%
Hongrie	14,8	14,5	Russie	17,5%
Japon	17,2	14	Canada	16,0%
Brésil	15,2	13,8	Allemagne	15,5%
Afrique du Sud	12,4	13,6	Afrique du Sud	5,7%
Bulgarie	14,9	13,3	Mexique	4,6%
Mexique	8,4	11,4	Argentine	4,4%
Roumanie	10,6	10,7	Pakistan	4,4%
Argentine	5,9	5,7	Inde	3,5%
Slovénie	5,2	5	Brésil	2,8%
Pakistan	5,3	4,4	Pays-Bas	2,8%
Iran	1,3	3,9	Chine	2,1%
Pays-Bas	3,7	2,7	Japon	1,7%
Arménie	2,1	2,2	Iran	1,5%
Lituanie	0	0	Lituanie	0,0%
TOTAL	2346	2359		

1.2.3.2. Politique de stockage à l'international

La France est pionnière dans le stockage de surface de déchets radioactifs. Il est intéressant de resituer le stockage en France par rapport au stockage dans d'autres pays.

Aujourd'hui dans le monde il existe plus d'une centaine de centres de stockage de surface de déchets radioactifs de très faible, faible et moyenne activité (International Atomic Energy Agency « IAEA » 2003 and Han et al 1997). Ces sites sont répartis principalement aux Etats-Unis et en Europe (Royaume-Uni, Espagne et Suède). Leur conception varie en fonction des pays et des législations. Cependant l'utilisation d'une couche épaisse d'argile en couverture est presque systématique et l'utilisation de géosynthétiques associés est fréquente mais non systématique.

Selon l'IAEA, la conception des centres de stockage de déchets faiblement et moyennement radioactifs doit suivre cinq principes majeurs :

- Principe 1 : Protéger la santé humaine – Les déchets radioactifs doivent être gérés en garantissant un niveau de protection acceptable pour la santé humaine.
- Principe 2 : Protéger l'environnement – Les déchets radioactifs doivent être gérés en garantissant un niveau de protection acceptable pour l'environnement.
- Principe 3 : Protéger les générations futures – Les déchets radioactifs doivent être gérés en garantissant que l'impact prévisible sur la santé des générations futures ne soit pas supérieur à l'impact causé aujourd'hui par les niveaux de radioactivité jugés comme acceptables.
- Principe 4 : Limiter le fardeau sur les générations futures – Les déchets radioactifs doivent être gérés en garantissant de ne pas être un trop lourd fardeau pour les générations futures.
- Principe 5 : Assurer la sécurité des installations – La sécurité des centres de stockage de déchets de faible et moyenne activité doit être assurée pour toute la durée de vie pour laquelle ils ont été prévus.

Pour suivre les cinq principes exposés ci-dessus, les centres de stockages de déchets radioactifs de faible et moyenne activité doivent être conçus en ayant pour objectifs que les déchets doivent être reçus, manipulés, mis en stock sans risque pour la santé humaine ou l'environnement et ce, pendant l'exploitation des sites et après leur fermeture. Pour cela la conception doit permettre d'assurer l'isolation des colis, de contrôler les rejets du centre et de réduire au maximum les impacts dus à ces rejets en minimisant les interventions de maintenance.

Les barrières de couverture sont choisies pour répondre à différentes contraintes (IAEA, 2001):

- Eviter la pénétration de l'eau qui pourrait entraîner une migration des radionucléides ;
- Eviter les intrusions végétales, animales, humaines ;
- Eviter le relargage de radon ;
- Atténuer les radiations ;
- Eviter l'érosion de surface.

La Figure 1-22 montre une coupe type selon IAEA d'une alvéole de stockage de déchets confinés par barrières multiples.

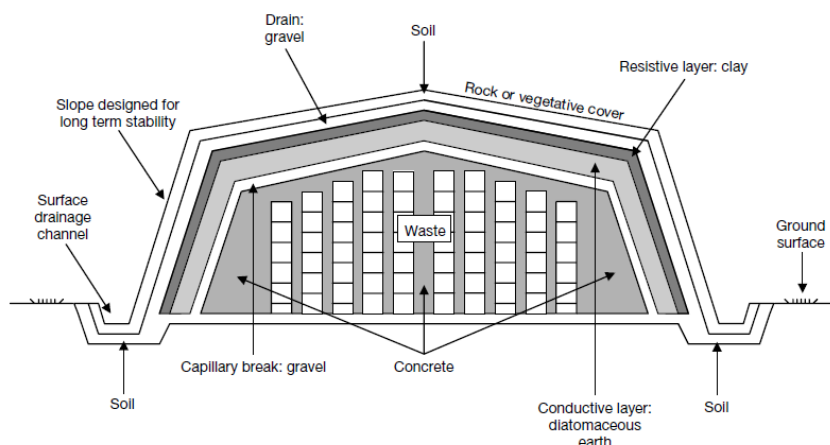


Figure 1-22: Coupe type d'un stockage sur le concept d'un confinement par barrières multiples (IAEA 2003)

Elles doivent être également adaptées aux conditions climatiques, au risque de tassement et plus généralement avoir une bonne tenue à long terme (voir Figure 1-23).

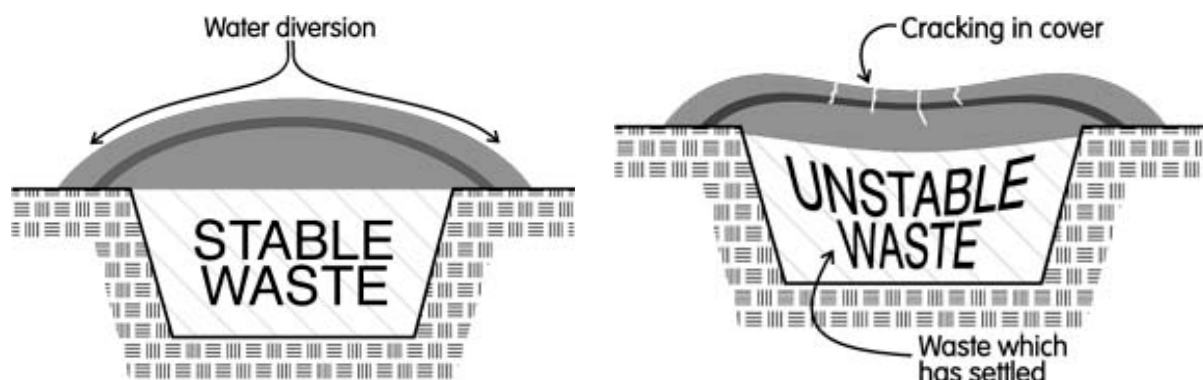


Figure 1-23: Schéma de principe des conséquences de déformation dans les colis de déchets sur la couverture d'une installation de stockage de déchets (IAEA)

Chaque pays producteur est responsable de ses déchets radioactifs, il décide donc de la législation à suivre pour ses centre de stockage. Cependant un cadre réglementaire international couvrant quatre points existe :

- La protection du milieu marin, via la Convention internationale OSPAR qui est entrée en vigueur en 1998. Cette convention réunit les conventions de Londres, d'Oslo et de Paris. L'un des points majeurs de ces conventions est la fin de l'immersion des déchets radioactifs dans l'océan Atlantique ;
- La Convention d'Aarhus qui impose l'information et la participation du public aux processus décisionnel et l'accès à la justice en matière d'environnement. Cette convention est entrée en vigueur en 2001, la France l'a ratifiée en 2002 ;
- L'IAEA a permis la négociation d'une convention entre plus de 40 pays dont la France, sur le thème de la sûreté de la gestion du combustible usé et des déchets radioactifs. Une directive pour la gestion responsable et sûre du combustible usé et des déchets radioactifs a été adoptée le 19 juillet 2011 au niveau européen. Elle exige notamment la publication d'un programme national de gestion de tous les pays membres d'ici juillet 2015 ;
- La Convention d'Espoo dont le thème est l'évaluation de l'impact sur l'environnement pour tout projet majeur s'inscrivant dans un contexte transfrontalier. Ce thème a été repris dans une directive européenne en 1997.

Dans la suite, les différentes solutions adoptées pour stocker les déchets radioactifs de très faible, faible et moyenne activité en surface par pays sont décrites. La situation internationale actuelle correspond à une phase d'expérimentations, chaque pays testant la robustesse de la solution proposée. Il faut par ailleurs distinguer "stockage" qui est définitif et "entreposage" qui est temporaire pour les déchets les plus actifs et/ou à vie longue.

La France a été le premier pays à distinguer les déchets Très Faiblement Actifs (TFA) des Faiblement Actifs (FA).

Les déchets TFA (Activité < 4 Bq/g) sont dans beaucoup de pays encore mis dans des Installations de Stockage conventionnelles (exemple en en Grande Bretagne).

Au niveau mondial, FA et MA représentent 95% du volume des déchets radioactifs.

Les déchets FA sont stockés généralement en surface sous une barrière de couverture minérale plus éventuellement géosynthétique.

Les déchets MA courte vie ou mélangés FMA (faible et moyenne activité), sont stockés en surface sous une dalle béton surmontée d'une couverture minérale et éventuellement de géosynthétiques.

Des quantités limitées de déchets « vie longue » peuvent être mélangés à des déchets « vie courte » dans certains pays.

Pour l'agence internationale de l'énergie atomique (IAEA), les centres de stockage de surface ne doivent recevoir que des déchets de faible et moyenne activité. La catégorie des centres de stockage de surface comprend les sites dont la base est située au-dessus du sol ainsi que ceux dont la base est située jusqu'à quelques dizaines de mètres sous la surface.

Pour répondre aux cinq principes de l'IAEA la conception de ces centres devra prendre en considération :

- L'espace disponible pour la réalisation de toutes les infrastructures nécessaires au centre ;
- La topographie ;
- La climatologie et l'hydrologie ;
- La géologie (comprenant la géomécanique, la géomorphologie, les fissures, les failles, la sismicité, etc.) ;
- L'hydrogéologie et la géochimie (conductivité hydraulique, nappe, composition chimique des eaux souterraines, etc.).

1.2.3.3. Exemples d'installations de stockage à l'international

a) Suède (Aronsson, 2009)

Les centres de stockage de déchets très faiblement radioactifs en Suède sont systématiquement implantés à l'intérieur d'autres sites nucléaires. Ce choix permet de minimiser le transport des déchets, de bénéficier d'une surveillance et de pouvoir coordonner les différents contrôles environnementaux de surveillance avec le site nucléaire.

Les sites suédois sont implantés au-dessus de la nappe phréatique et avec des couvertures imperméables afin d'avoir un stockage le plus sec possible en respectant ainsi les règles de sécurité environnementales suédoises.

A ce jour quatre sites ont été implantés avec les spécificités suivantes :

- Ringhals NPP (RAB), ce site repose sur un substratum rocheux ;
- Oskarshamn NPP (OKG), ce site repose sur un radier en béton armé ;
- Forsmark NPP (FKA), ce site repose sur un substratum de moraine ;
- AB SVAFO, ce site repose dans des moraines.

Les trois premiers sites sont implantés sur des sites nucléaires (centrales par exemple). Le dernier, AB SVAFO est le centre historique de recherche sur ces déchets et est souterrain. Il ne sera pas commenté puisque nous ne nous intéressons dans cette étude qu'aux sites de surface.

- Ringhals NPP (RAB)

La zone d'implantation du site de Ringhals a été choisie pour sa stabilité mécanique afin de minimiser les risques de glissement et autres déformations du stockage. Ce stockage est réalisé à l'air libre sans protection contre la pluie.

Le stockage est quant à lui compacté afin de limiter la création de tassement qui risquerait d'être des zones de rétention d'eau qui favoriseraient sa pénétration dans le stockage et créerait des lixiviats contaminés.

A Ringhals, les lixiviats sont contrôlés. Le site dispose d'un lit d'infiltration naturel composé de coquilles et graviers permettant de retarder et diluer la propagation de la radioactivité, des métaux lourds et autres substances.

Enfin la conception du stockage permet une réparation, une modification de la couverture ou même de reprendre ("déstockage") les déchets en cas de graves anomalies rapidement et facilement.

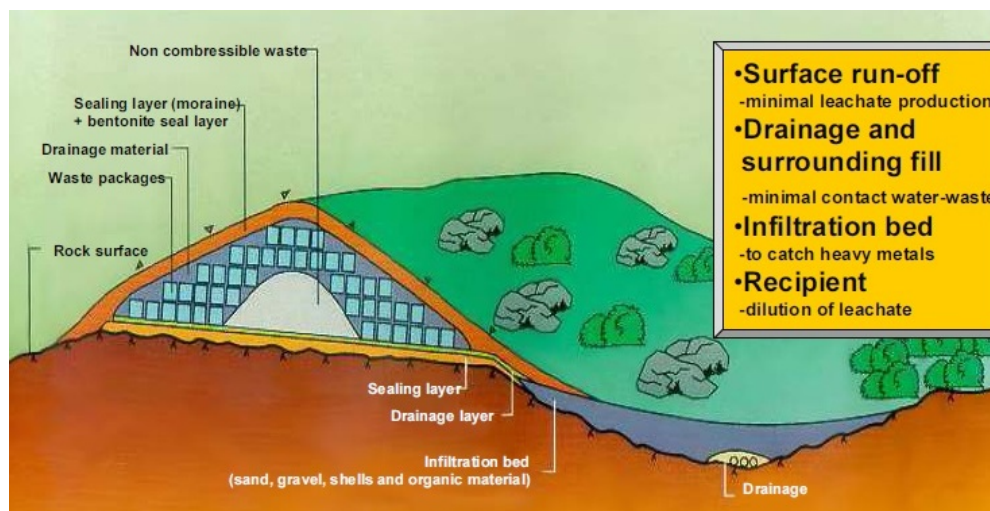


Figure 1-24: Vue schématique du principe de stockage de Ringhals – Suède (Aronsson, 2009)

La forme de la couverture permet de favoriser le ruissellement, ce qui permet de limiter l'infiltration et donc la production de lixiviats contaminés. De même les différents niveaux de drainage et l'enveloppe imperméable composée par le substratum rocheux et la couverture étanche minimisent les contacts entre les déchets et l'eau.

Trois campagnes ont été réalisées à Ringhals. La première en 1993 avec un volume stocké de 1600 m³, la seconde en 1998 avec un volume stocké de 1800 m³ et la dernière en 2008 avec un volume de 2500 m³.

La couverture est, quant à elle, composée d'une couche de drainage surmontée par un géosynthétique bentonitique recouvert d'une couche imperméable de moraine. La couche de drainage permet en cas de fuite dans la couverture, de diriger les eaux infiltrées vers l'extérieur du site, évitant ainsi leur pénétration dans les déchets.



Figure 1-25: Vue de la première (gauche) et de la troisième campagne de stockage sur le site de Ringhals – Suède (Aronsson, 2009)

- Oskarshamn NPP (OKG)

Le site d'Oskarshamn est basé sur un radier en béton armé de 50 cm d'épaisseur. Sur ce site le positionnement des colis de déchet est choisi pour garantir à long terme, la forme en dôme de la couverture. Ainsi les colis de déchets les plus compacts (donc les moins compressibles) sont placés au centre de la zone de stockage. Les pentes de la couverture n'excèdent pas 18.4° (pente de 1 en vertical pour 3 en horizontal) afin d'éviter tout endommagement de la couverture causé par des glissements ou par une trop forte érosion. Pour garantir une stabilité à long terme de la forme en dôme du centre de stockage, les conteneurs de déchets sont comblés avec du sable pour minimiser les vides et donc limiter les tassements futurs. Les ballots de déchets plus compressibles sont, quant à eux, disposés sur la périphérie du casier (voir Figure 1-26).



Figure 1-26: Vue en coupe (gauche) du stockage et vue de la couverture (droite) du site de Oskarshamn – Suède (Aronsson, 2009)

La couverture est composée de couches de matériaux naturels et synthétiques, à savoir : une couche de sable surmontée par un dispositif d'étanchéité par géosynthétiques dont la géomembrane est une géomembrane PEHD de 1,5 mm d'épaisseur. La géomembrane est surmontée d'une couche de 10 cm de sable, puis de 50 cm de graviers formant une couche de drainage favorisant le ruissellement, surmontée d'un mètre d'enrochement.

- Forsmark NPP (FKA)

Le site de Forsmark est fondé sur un substratum de moraine. Sa barrière de fond se compose de bas en haut comme suit :

- 2 m minimum de moraines non altérées ;
- 0,4 m de mélange bentonite sable ;
- 0,3 m de couche de drainage composée de graviers ;
- 0,15 m de mélange de graviers et sable.

La couverture de ce site est quant à elle composée de bas en haut par :

- 0,5 m de de sable ;
- 0,5 m de mélange de graviers et de sable ;
- 0,4 m de barrière hydraulique composée de bentonite et de sable ;
- 0,1 m de sable ;
- 0,3 m de couche de drainage composée de graviers ;
- 1 géotextile de séparation ;
- 1,2 m de couverture de moraines.

b) Etats-Unis

Les États-Unis disposent de huit centres de stockage de déchets radioactifs de surface de faible et moyenne activité et parmi les plus anciens qui sont :

- Beatty, Etat du Nevada ;
- Sheffield, Etat de l'Illinois ;
- Maxey Flats, Etat du Kentucky ;
- West Valley, Etat de New York ;
- Clive, Etat de l'Utah ;
- Richland, Etat de Washington ;
- Barnwell, Etat de Caroline du Sud ;
- Andrews, Etat du Texas.

Sur ces huit sites, seuls quatre sont encore en activité, celui de Clive, de Richland, de Barnwell et celui d'Andrews. Le centre de stockage de Beatty a fermé en 1992 et les trois autres ont été fermés entre 1975 et 1978. Les premiers sites et le retour d'expérience qu'ils ont apporté ont aidé à la conception des sites américains les plus récemment ouverts.

- Maxey Flats, Etat du Kentucky (US department of energy, 2013)

Le centre de stockage de Maxey Flats est le second centre de stockage de déchets radioactifs de surface ouvert aux États-Unis. Il a été ouvert en 1963 (un an après le premier « *The beatty* » au Nevada et quelques années avant l'ouverture du CSM en France) et est resté en exploitation jusqu'en 1977. Il a reçu des déchets provenant de laboratoires de

recherche, des hôpitaux ou encore d'autres sources gouvernementales. Les colis de déchets ont été stockés dans quarante-six tranchées d'environ 200 m de longueur, 20 m de large et de 9 m de profondeur.

Neuf ans après son ouverture les autorités ont trouvé des radionucléides dans une rivière à proximité du site et deux ans plus tard du plutonium a été détecté à l'extérieur du site.

Les autorités américaines ont procédé à des travaux de réparation pour éviter toute autre pollution. Ces travaux ont notamment consisté à mettre en place une géomembrane sur tout le site en couverture et dans certains cas une paroi moulée verticale (argile, ciment) a été mise en œuvre.



Figure 1-27 : Vue aérienne du site de Maxey Flats – Kentucky – USA

- Clive, Etat de l'Utah

Le site de Clive dans l'Utah est un centre de stockage pour les déchets faiblement radioactifs qui n'accepte que les déchets de classe A (classification américaine pour les déchets faiblement radioactifs).

Les barrières de fond et de couverture utilisent les produits naturels associés aux géosynthétiques. La barrière de fond se compose d'une couche d'argile surmontée de deux géomembranes PEHD. La couverture a été conçue pour favoriser le ruissellement tout en limitant l'érosion et pour empêcher l'infiltration de l'eau au cœur du massif de déchet. Pour cela la couverture se compose de bas en haut :

- Une géomembrane PEHD 2 mm ;
- Une couche d'argile de 0,6 m à 2 m ;
- Une couche drainante ;
- Une couche anti-érosion de 0,6 m.



Figure 1-28 : Vue aérienne du site de Clive – Utah – USA

c) Royaume-Uni

Le site de Drigg, au Royaume Uni est un centre de stockage des déchets faiblement radioactifs. Il s'étend sur près de 100 ha et a été ouvert en 1959.

Le stockage des déchets sur ce site était réalisé jusqu'en 1988 dans de simples tranchées en terre. A partir de 1988 le stockage est effectué en alvéoles en béton, mais dès 1987 des améliorations ont été entreprises, notamment :

- Installation d'un mur de confinement pour empêcher la nappe phréatique d'entrer sur le site du côté Nord et Est, avec mise en place d'une couverture provisoire sur les tranchées déjà remplies ;
- Réfection et amélioration du système de drainage des lixiviats ;
- Reprise des déchets stockés en vrac en tranchées et remise en œuvre compactée et ordonnée dans des alvéoles béton ;
- Création de nouvelles alvéoles.

Aujourd'hui les déchets sont compactés dans des conteneurs qui sont placés dans des alvéoles en béton (voir Figure 1-29)

Ce site devrait rester en exploitation jusqu'en 2070 (UK Environment Agency, 2011) correspondant à près de 110 années d'exploitation.



Figure 1-29: Vue aérienne du site de Drigg (UK)

d) Espagne

Le centre de stockage de déchets faiblement et moyennement radioactifs d'El Cabril en Espagne est très ressemblant au Centre de Stockage de l'Aube. De même la classification des déchets radioactifs espagnole est identique à la classification française car l'agence de gestion des déchets radioactifs espagnol (ENRESA) a travaillé en étroite collaboration avec l'Andra (Zuloaga and Navarro, 2009).

Depuis fin 2008, l'ENRESA (Empresa Nacional de Residuos Radiactivos), dispose d'un centre de stockage dédié exclusivement à l'accueil des déchets très faiblement actifs. Ce site est situé à El Cabril, à proximité du centre de stockage des déchets faiblement et moyennement actifs.

La mise en place des colis de déchets très faiblement actifs s'effectue sous la protection d'un bâtibulle. La barrière de fond d'alvéole utilise la technique du multicouche, à savoir une superposition de couches minérales et synthétiques permettant un confinement des déchets. La couverture utilise également cette technique (voir Figure 1-30).

A noter que les couches sont également séparées par un géotextile anti contaminant.

La différence majeure avec le modèle français est la présence pour le fond d'une étanchéité à double géomembrane avec une couche de drainage intermédiaire pour le contrôle de fuites éventuelles (cette couche est appelée couche de contrôle sur la Figure 1-30). En effet le modèle espagnol dispose de deux géomembranes séparées par une couche de graviers fins, alors que le système utilisé en France ne possède qu'une géomembrane. En revanche la couche d'argile du modèle français est plus importante, privilégiant une barrière minérale à une barrière synthétique.

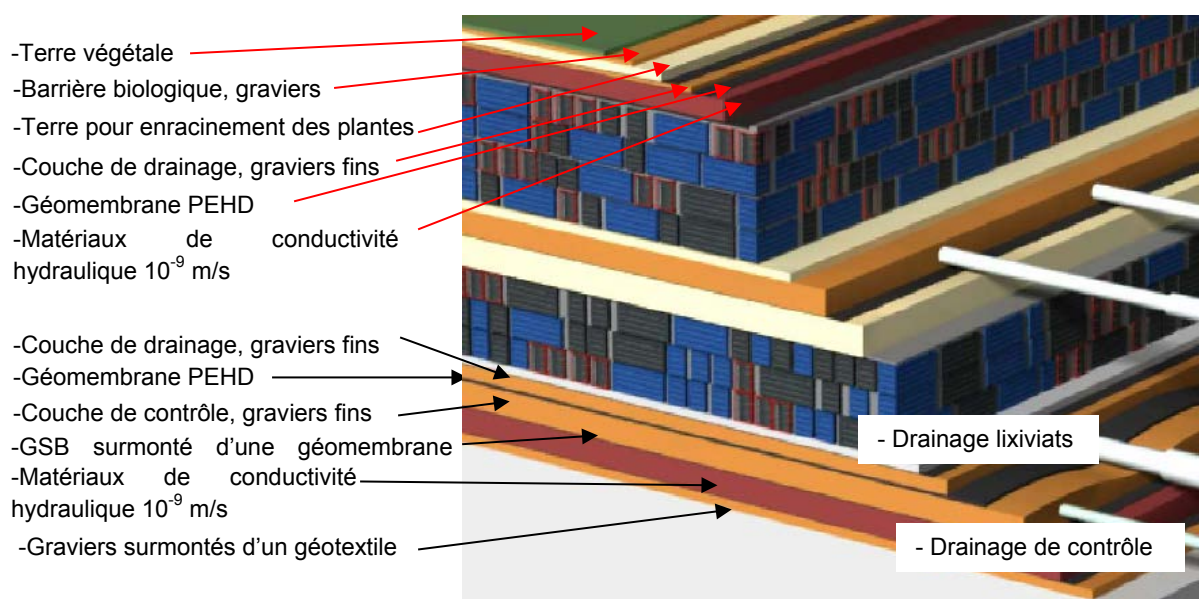


Figure 1-30 : Coupe de la zone de stockage des déchets très faiblement actifs d'El Cabril, Espagne.
(source : site de ENRESA)

Le site d'El Cabril dispose également d'installations de stockage de déchets faiblement et moyennement actifs à durée de vie courte. Les déchets sont compactés dans des fûts en ciment qui sont ensuite stockés dans des alvéoles béton. Toutes les opérations de manutention et de stockage sont réalisées sous abri. Une fois l'alvéole remplie elle est comblée avec du béton (voir Figure 1-31).



Figure 1-31 : Vue aérienne des installations des stockage de déchets faiblement et moyennement actifs à vie courte de El Cabril en Espagne, (source : site de ENRESA)

e) Japon

Le Japon dispose d'un site de stockage de déchets faiblement radioactifs, le site de Rokkasho. Ce site a été ouvert en 1992 après deux ans de construction. Il est situé au nord de l'île de Honshū. Le stockage s'effectue dans des fûts stockés horizontalement (voir Figure 1-32) contrairement au stockage du CSA où les fûts sont stockés verticalement (voir Figure 1-13 et Figure 1-14).



Figure 1-32 : Stockage des fûts de déchets faiblement radioactif sur le site de Rokkasho (site internet de Japan Nuclear Fuel Limited)

Le site de Rokkasho pourra accueillir à terme $80\,000\text{ m}^3$ de déchets soit environ 400 000 fûts de 200 litres. Ce volume est réparti sur deux structures.

La première (voir Figure 1-33) est en exploitation et permettra de stocker la moitié du volume total du site. Elle mesure 231 m de long pour 132 m de large et 6 m de haut.

Cette surface est divisée en alvéoles dont le radier, les murs latéraux et le toit sont construits en béton. Cette structure est construite dans le substratum rocheux. Les côtés et le toit sont ensuite recouverts d'un mélange sable bentonite de 2 m minimum d'épaisseur. Ensuite une couche de 4 m ou plus de sol est mis en œuvre.

Un système de galerie de visite existe, regroupant le système de drainage et d'inspection.

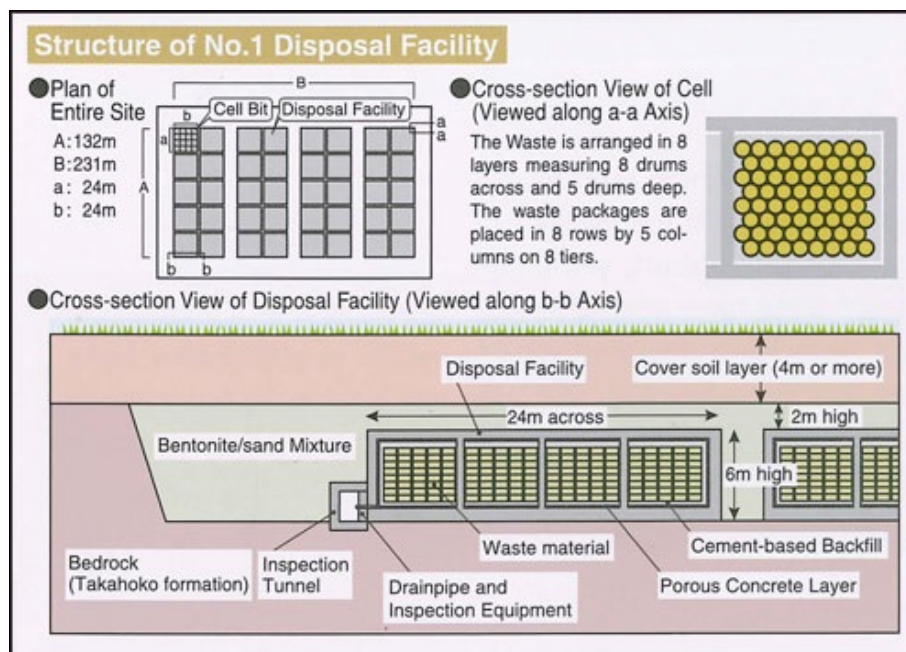


Figure 1-33 : Schéma de la structure n°1 de Rokkasho (site internet de Japan Nuclear Fuel Limited)

La seconde structure est équivalente à la première (voir Figure 1-34) seules ses dimensions sont différentes (longueur = 191 m, largeur = 152 m et hauteur = 7 m). De plus cette seconde structure est recouverte au minimum de 9 m de sol (au lieu de 4 pour la première).

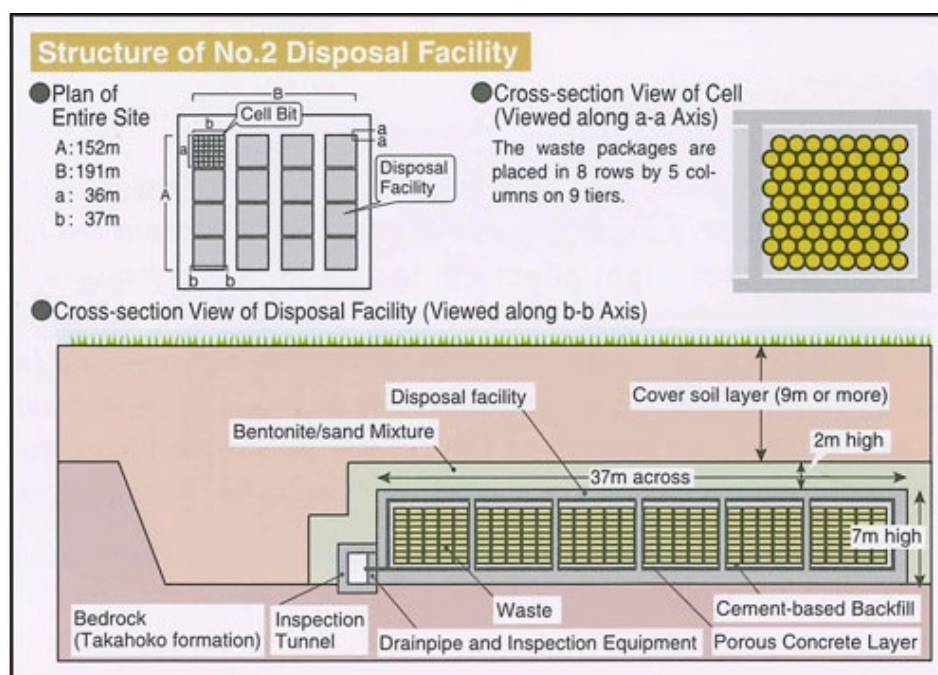


Figure 1-34 : Schéma de la structure n°2 de Rokkasho (site internet de Japan Nuclear Fuel Limited)

Le 11 mars 2011, le tsunami provoqué par un tremblement de terre au large du nord Est du Japon a causé des explosions dans la centrale nucléaire de Fukushima. Une quantité importante de sols et de déchets radioactifs a alors été produite dans la zone contaminée. Il est donc nécessaire de créer des centres de stockage sûrs et économiquement réalisables (Sato et al, 2015). Pour les déchets et les sols faiblement contaminés, un système de

couverture basé sur des géosynthétiques bentonitiques (GSB) en barrière étanche paraît adéquat (Figure 1-35) du fait de la faible conductivité hydraulique du GSB et de leur mise en place facile par simple recouvrement des lés (Estornell et Daniel, 1992). Les barrières de couverture de ce type de centre de stockage doivent pouvoir supporter des tassements différentiels importants.

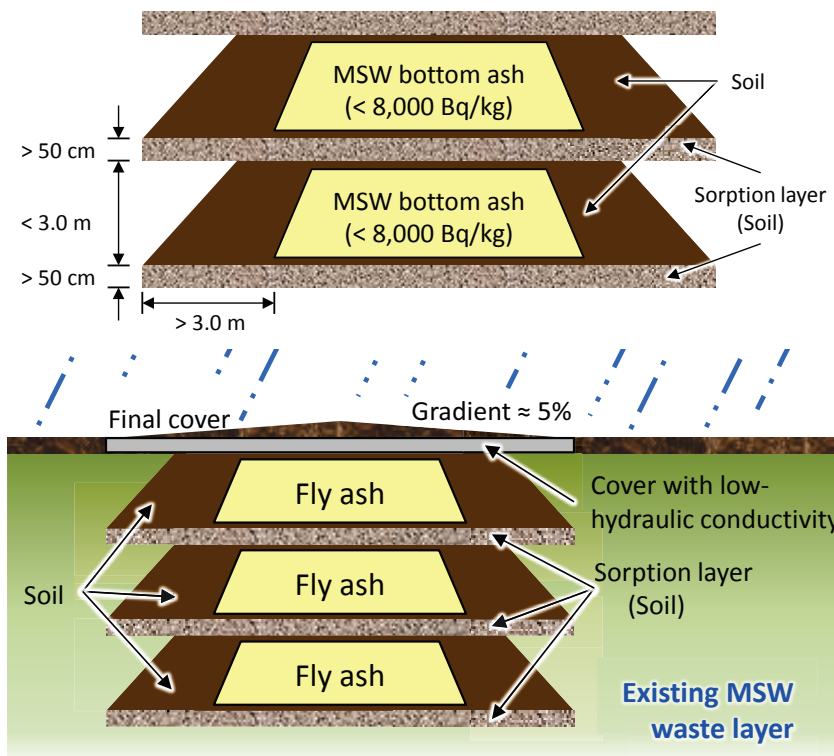


Figure 1-35 : Stockage des cendres des déchets contaminés par des radionucléides d'activité inférieure à 8000 Bq/kg, avec un potentiel de solubilité faible (haut) et fort (bas), édité dans National Institute for Environmental Studies (2012), cité dans Sato et al, 2015.

1.3. Conclusion

Au niveau international il n'y a pas de classification des déchets radioactifs, ni de consensus sur les modalités de stockage. La France a été un des premiers pays à appliquer un concept spécifique pour le stockage de surface de déchets radioactifs. Il est logique que l'Andra soit précurseur dans l'étude de l'amélioration du matériau de couverture d'un tel site. Ceci est le sujet de la présente thèse.

Chapitre n° 2	LE CENTRE DE STOCKAGE DE LA MANCHE – CSM
----------------------	---

Ce chapitre présente le centre de stockage de la Manche. C'est ce site qui fait l'objet de cette étude de traitement de la couverture.

2.1. *Historique du CSM*

Le CSM a été ouvert en 1969 (superficie de 15 ha), date à laquelle il a reçu le premier colis de déchets radioactifs. A sa fermeture, ce centre avait reçu 527225 m³ de déchets faiblement et moyennement actifs à vie courte.

La décision de créer le centre de stockage de la Manche a été prise à la fin des années 1960 (publication du décret de création en 1969), alors que les autres pays producteurs de déchets radioactifs continuaient de les disperser en mer. Les premières études ont conduit le CEA à choisir dès 1967 le site de stockage de La Hague, et sous sa responsabilité, en a confié l'exploitation à Infratome en 1969.

Les premiers temps d'exploitation ont correspondu à une période de progrès continu où il a fallu analyser, corriger les erreurs et en tirer les enseignements pour rapidement apporter les améliorations nécessaires. Durant les 25 années d'exploitation, plusieurs étapes successives de ce site peuvent donc être distinguées. La première étape a consisté à enterrer les colis dans des tranchées classiques (Figure 2-1). A la fin des années 70, le processus a changé pour des alvéoles en béton (Figure 2-2) ou des piles de colis et barils confinées latéralement par des cylindres de béton reposant sur un radier en béton armé (Figure 2-3). En 1978, 100 000 m³ étaient déjà stockés sur le centre.



Figure 2-1 : Tranchée en terre pour le stockage initial dans les années 70 (CSM)

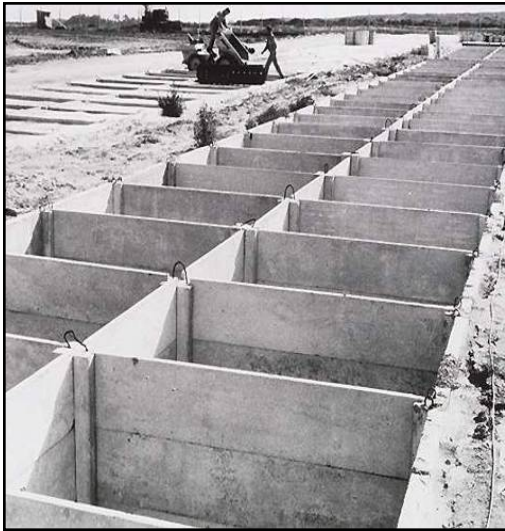


Figure 2-2 : Alvéoles béton (CSM).



Figure 2-3 : Stockage sur dalle béton (CSM).

La seconde étape à partir de 1979 (création de l'Andra) et jusqu'au début des années 90 a été une phase transitoire. Le processus a été modifié par un stockage en monolithes (Figure 2-4) et en tumulus (Figure 2-5). Cette méthode est celle qui a été conservée jusqu'à la fermeture du site. Pendant cette phase, les déchets ayant été stockés précédemment dans des tranchées en pleine terre (Figure 2-1) ont été repris et stockés dans des tumulus.



Figure 2-4 : Stockage en monolithes (CSM)



Figure 2-5 : Stockage en tumulus (CSM)

La dernière étape de l'exploitation correspond à la phase industrielle. Pendant cette période le site était rempli en continu. Les déchets étaient stockés et à partir de 1991, la couverture a été mise en place. La Figure 2-6 donne une coupe schématique d'une alvéole de stockage couverte.

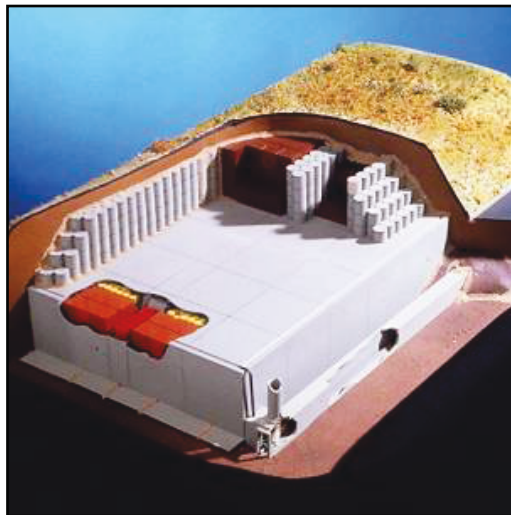


Figure 2-6 : Vue en coupe d'une alvéole de stockage du CSM (Andra, 2009 a)

Entre 1991 et 1997 le stockage a donc été recouvert d'une couverture multicouche : c'était une première mondiale. Plusieurs milliers de m³ de matériaux arrivaient par camion sur le site et une membrane bitumineuse (géomembrane) était mise en place, positionnée entre plusieurs couches de sable et de terre. Cette géomembrane était constituée d'un film en polyester, choisi pour son élasticité et sa capacité à s'adapter aux mouvements de terrain. Ce film était trempé dans du bitume pour le rendre étanche. Les lés de géomembrane de 6 m de largeur étaient soudés les uns aux autres, déroulés dans les pentes des panneaux et contrôlés par système d'ultra-sons, ce sont ainsi 35 km de membrane qui ont été déployés.

L'objectif de la couverture est d'empêcher l'eau d'atteindre les colis et d'éviter ainsi l'entraînement de substances radioactives dans les eaux souterraines. La couverture doit aussi protéger le stockage contre tous mouvements de terrain, intrusions humaines,

animales ou végétales. Enfin, un ensemble de réseaux (galeries, canalisations et drains) collecte les eaux de pluie et les eaux d'infiltration sur le site.

En janvier 2003, le centre de stockage de la Manche est officiellement passé en phase de surveillance à long terme. Cette phase durera plusieurs siècles. Son objectif est de contrôler l'impact du centre sur son environnement, d'identifier toute situation anormale et de mettre en place les mesures correctives nécessaires. Aujourd'hui l'impact du CSM sur son environnement est considéré comme très faible.

2.2. Barrière de couverture du CSM

La géologie de la zone d'implantation du CSM est composée de trois constituants principaux (voir Figure 2-7), les schistes à Calymene tristani (S2), le grès armoricain (S3), et les limons des plateaux (LP).

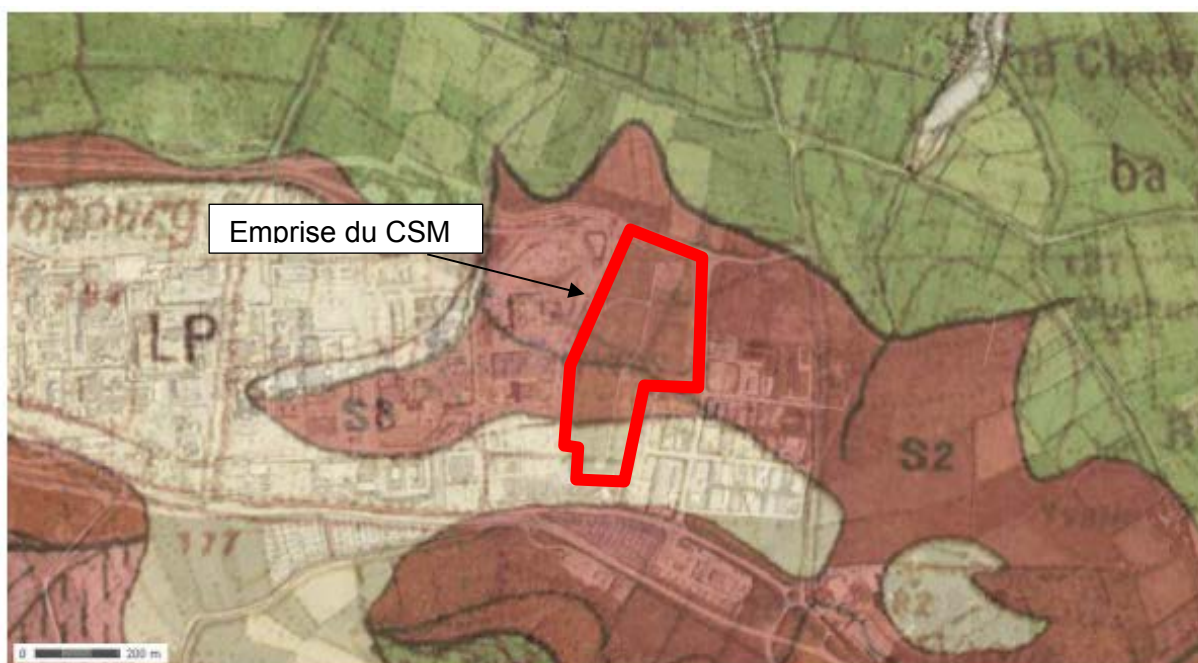


Figure 2-7 : Carte géologique de la zone d'implantation du CSM (géoportail et BRGM)

La couverture du CSM est constituée de plusieurs couches en matériaux naturels et synthétiques (Figure 2-8 et Tableau 2-1).

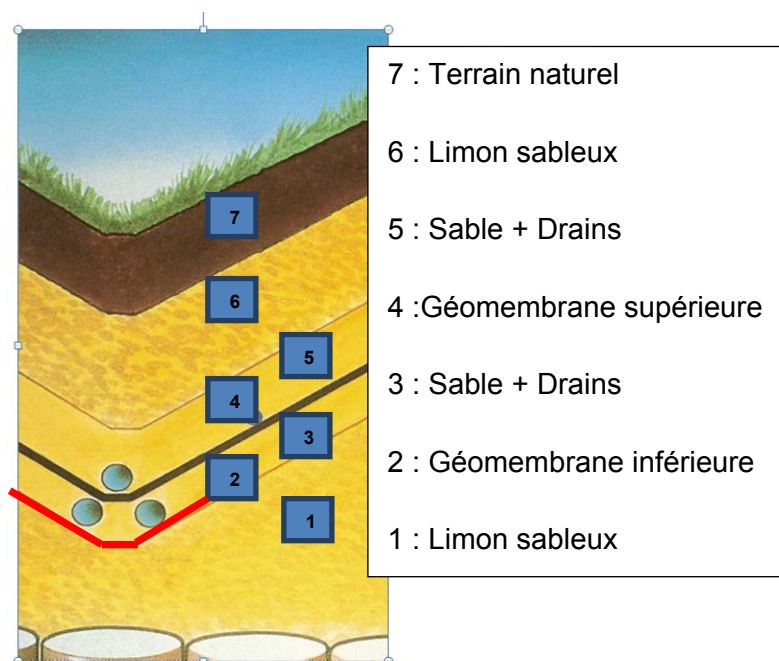


Figure 2-8 : Système de la barrière de couverture du site CSM (Vervialle, 2011).

La couche supérieure (couche 7) correspond au sol végétalisé de protection, pour éviter une dégradation liée aux sollicitations essentiellement climatiques. La couche au-dessous (couche 6) est constituée de limon sableux (ce matériau est également appelé couramment "schiste" qui est la dénomination choisie par l'Andra) comme matrice avec quelques éléments grossiers. Cette couche de protection a pour base une couche de sable (couche 5) drainante, ramenant l'eau ayant traversé la couche de limon sableux jusqu'aux drains à sa base. La géomembrane bitumineuse supérieure (couche 4) sert d'arrêt aux infiltrations potentielles dans la zone de stockage (Figure 2-12). Une seconde couche de sable (couche 3) située entre la géomembrane supérieure et la géomembrane inférieure (couche 2) a pour objectif de collecter les fuites éventuelles au travers de la géomembrane supérieure. Il s'agit d'un système d'alerte qui permet de décider d'une réparation en cas de fuite observée. La couche de limon sableux inférieure (couche 1) donne la forme en toit d'usine de la couverture, unique en son genre pour ce type d'ouvrage. L'objectif de cette forme pour le toit des déchets (Figure 2-13) était de favoriser un circuit de transfert court pour le ruissellement et le drainage.

Tableau 2-1: Fonctions des différentes couches de la barrière de couverture

Couches	Fonctions
7 – Terrain naturel	Couverture naturelle
6 – Limon sableux	Barrière évitant les intrusions humaines et animales
5 – Sable + Drains	Couche de drainage au-dessus de la géomembrane
4 – Géomembrane supérieure	Barrière étanche
3 – Sable + Drains	Couche de drainage en cas de fuite de la géomembrane
2 – Géomembrane inférieure	Couche de contrôle en cas de fuite
1 – Limon sableux	Couche de forme

En plan, la couverture se répartit entre une zone de toit structurée en panneaux (pente des pans sud : 6%, pans nord : 14%, voir Figure 2-8) et une bande de talus périphériques également structurée en panneaux (voir Figure 2-9 et Figure 2-11) interceptée par la route périphérique (pente au-dessus de la route périphérique : 2,3H / 1V, pente en dessous de la route périphérique : 3H / 2V). La géométrie type toit d'usine avait pour but d'assurer le drainage des eaux de surface sur des bassins versants de faibles dimensions. La collecte des eaux est réalisée latéralement en pied de chaque panneau du toit (voir Figure 2-9 et Figure 2-10). La couverture du centre a été mise en œuvre du nord vers le sud en trois tranches, qui se sont achevées en 1992 pour la première tranche (T1), en 1994 pour la deuxième tranche (T2) et en 1997 pour la troisième tranche (T3).

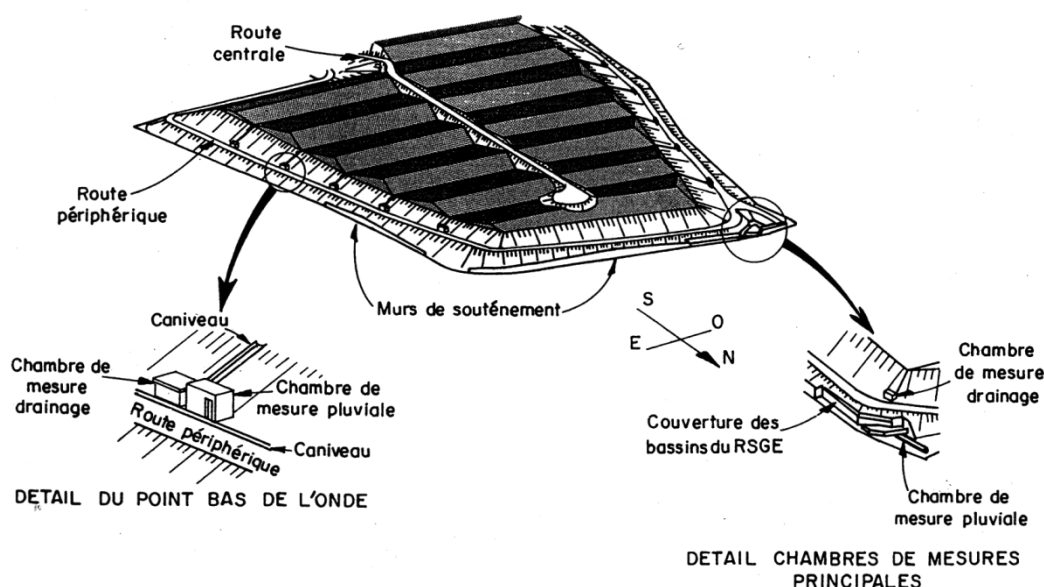


Figure 2-9 : Profil général du centre de stockage de la manche (Camp Devernay, 2008)

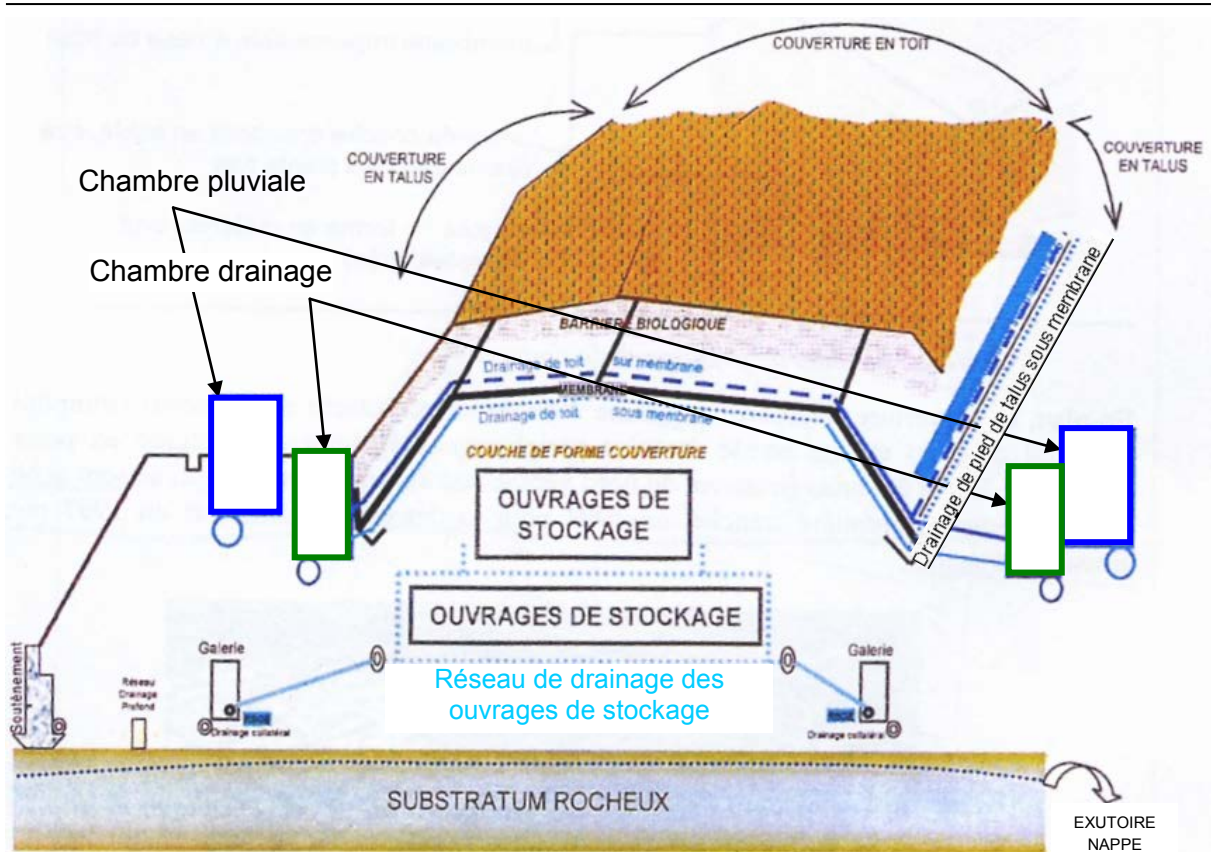


Figure 2-10 : Principe de stockage en phase de surveillance (Camp-Devernay, 2008)



Figure 2-11 : Vue de dessus du centre de la manche, couverture mise en œuvre sur la totalité de la surface du site



Figure 2-12 : Mise en place de la géomembrane supérieure sur un panneau du CSM.



Figure 2-13 : Vue générale de la construction de la barrière de couverture du CSM.

La géomembrane utilisée en couverture du CSM (Figure 2-12 et Figure 2-13) est une géomembrane bitumineuse. Ce type de géomembrane a été sélectionné par l'Andra pour deux raisons principales, le fait qu'il s'agit du type de géomembrane le plus « naturel » et que par ailleurs il s'agit d'un matériau capable de supporter de grandes elongations en traction, en prévision des déformations possibles du support. Le Tableau 2-2 (Staub et al., 2011) présente une comparaison de l'extensibilité moyenne de différents types de géomembranes (ϵ_{\max} est l'elongation relative maximale avant rupture lors d'un essai de traction pure).

Cette géomembrane fait l'objet actuellement d'une étude spécifique après plus de 20 ans d'utilisation sur la couverture (Marchiol., et al, 2015).

Tableau 2-2: Comparaison de l'extensibilité de différents types de géomembranes

Type	Argile non-confinée	GM PEHD	GSB GeoSynthétique Bentonique	GM Bitumineuse	GM PP Polypropylène	GM PVC	GM EPDM
ϵ_{\max} Limite d'élasticité (%)	0.2 à 1.5	15	20	50	50	300	>300

2.3. Approche géotechnique de la couverture du CSM

2.3.1. Comportement hydraulique de la barrière de couverture

Un bilan hydraulique global a été tenté pour l'ensemble du site et en considérant les volumes d'eau annuels par unité de surface. Les données volumiques tirées de documents annuels de l'Andra sont, d'une part les précipitations (P) et l'évapotranspiration (ETR) obtenues à partir des services météorologiques, et d'autre part les eaux de ruissellement (R) collectées en surface de la couverture et les eaux collectées dans les drains placés au-dessus des géomembranes supérieure (UGM) et inférieure (LGM) (Figure 2-8).

La valeur obtenue pour (P-ETR-R) correspond au volume d'eau unitaire percolant dans la couche de limon sableux (Figure 2-14). Cette donnée est comparée au volume collecté additivement dans les drains situés aux deux niveaux (UGM et LGM).

L'équilibre des flux donne :

$$P - ETR - R = UGM + LGM + \Delta w$$

[2-1]

Cette équation prend en compte l'eau éventuellement stockée par la couche de limon sableux (augmentation Δw de sa teneur en eau initiale).

L'étude de la teneur en eau en place w (voir chapitre 4) a montré que sa variation dans le temps Δw n'était pas significative. Comme par ailleurs, à partir de la Figure 2-15, on observe des fuites négligeables ($LGM = 0$), il apparaît raisonnable de comparer pour l'équation [2-1], $(P - ETR - R)$ au volume collecté dans le drain supérieur (UGM).

Compte tenu du fait que le calcul de l'évapotranspiration est toujours difficile et peu précis, les valeurs rapportées sur la Figure 2-15 de $(P - ETR - R)$ et (UGM) peuvent être considérées comme très comparables. Le résultat peut être considéré comme satisfaisant.

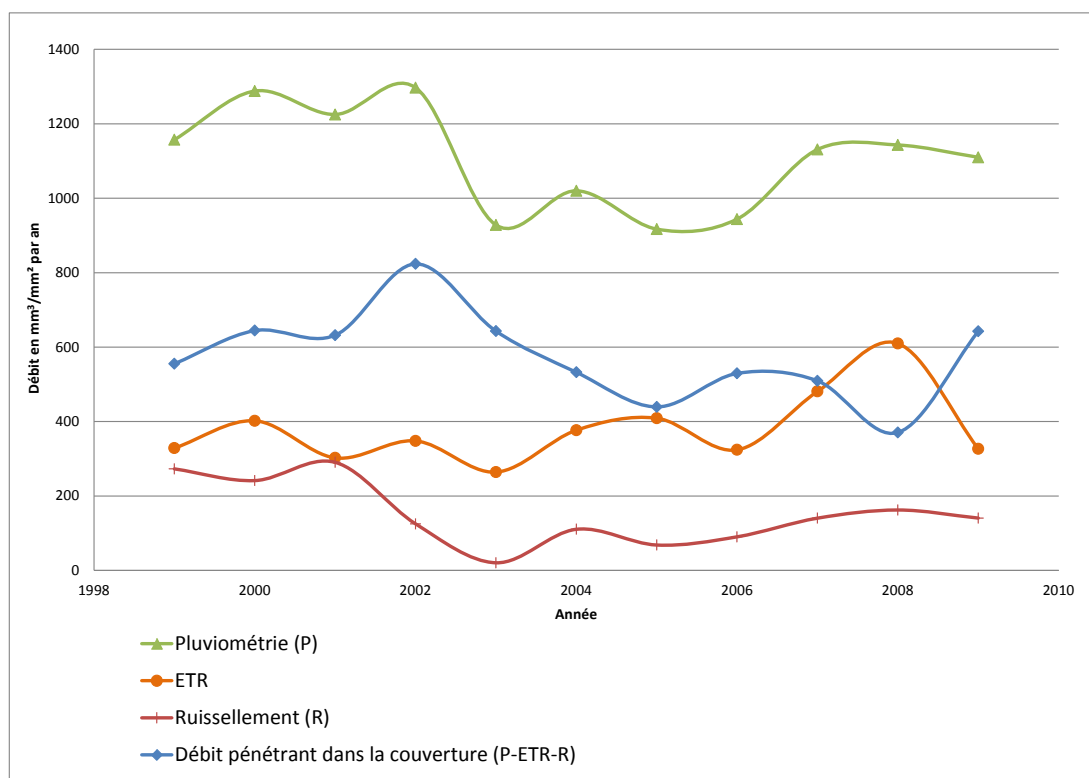


Figure 2-14 : Détermination du flux percolant à partir de la surface du CSM (échelle du site, données issues des relevés réalisés par l'Andra)

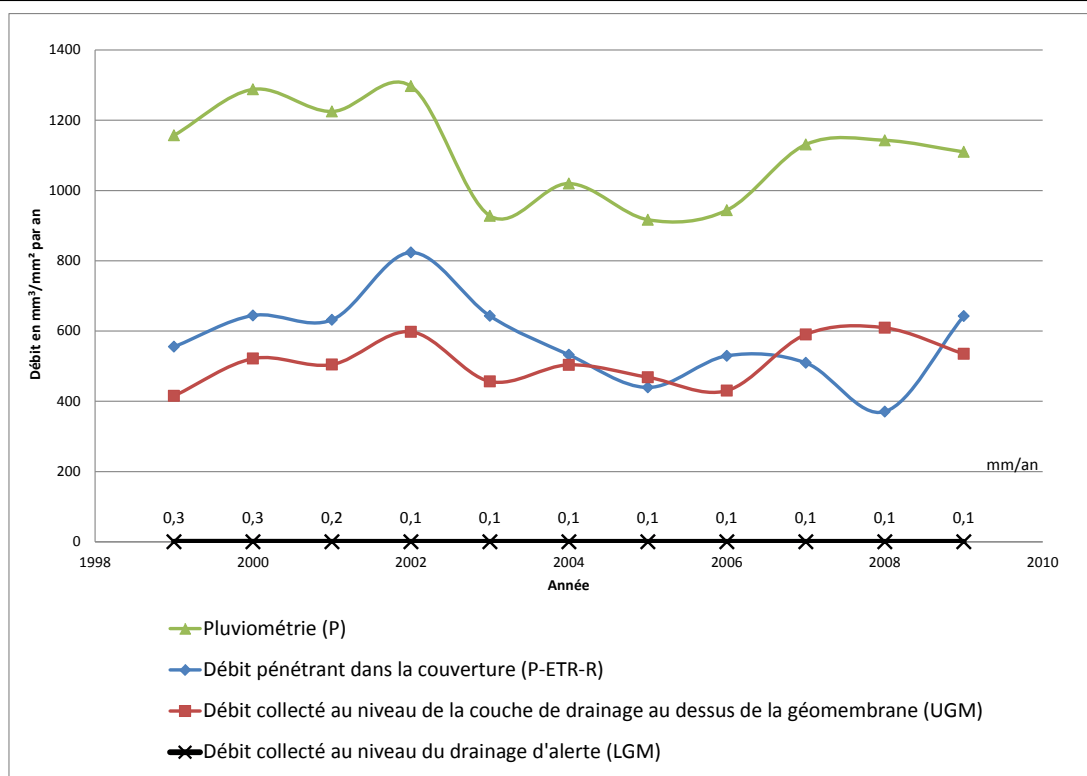


Figure 2-15 : Bilan hydrique pour la couverture du CSM (échelle du site, données issues des relevés réalisés par l'Andra)

2.3.2. Comportement mécanique de la barrière de couverture

2.3.2.1. Suivi des tassements de la couverture du CSM

Les tassements de la couverture du CSM ont été enregistrés à partir de la date de son installation en 1993. La Figure 2-16 montre le champ des tassements pour l'ensemble du site entre 1993 et 2008. On peut observer que les valeurs de tassement les plus importantes sont obtenues sur les talus latéraux du site et aussi très localement sur le sommet.

Les tassements latéraux peuvent se justifier par un léger glissement de la couche de limon sableux sur la géomembrane sur ces talus à pente forte (2,3H/1V).

Pour les talus les plus instables, les travaux de confortement sont en cours (Figure 2-18 et Figure 2-19). Pour le traitement de la zone sommitale faisant l'objet d'un tassement localisé dans la zone Nord Est (excavation sur la Figure 2-16), une observation suivie d'une réparation a été réalisée en 2009.

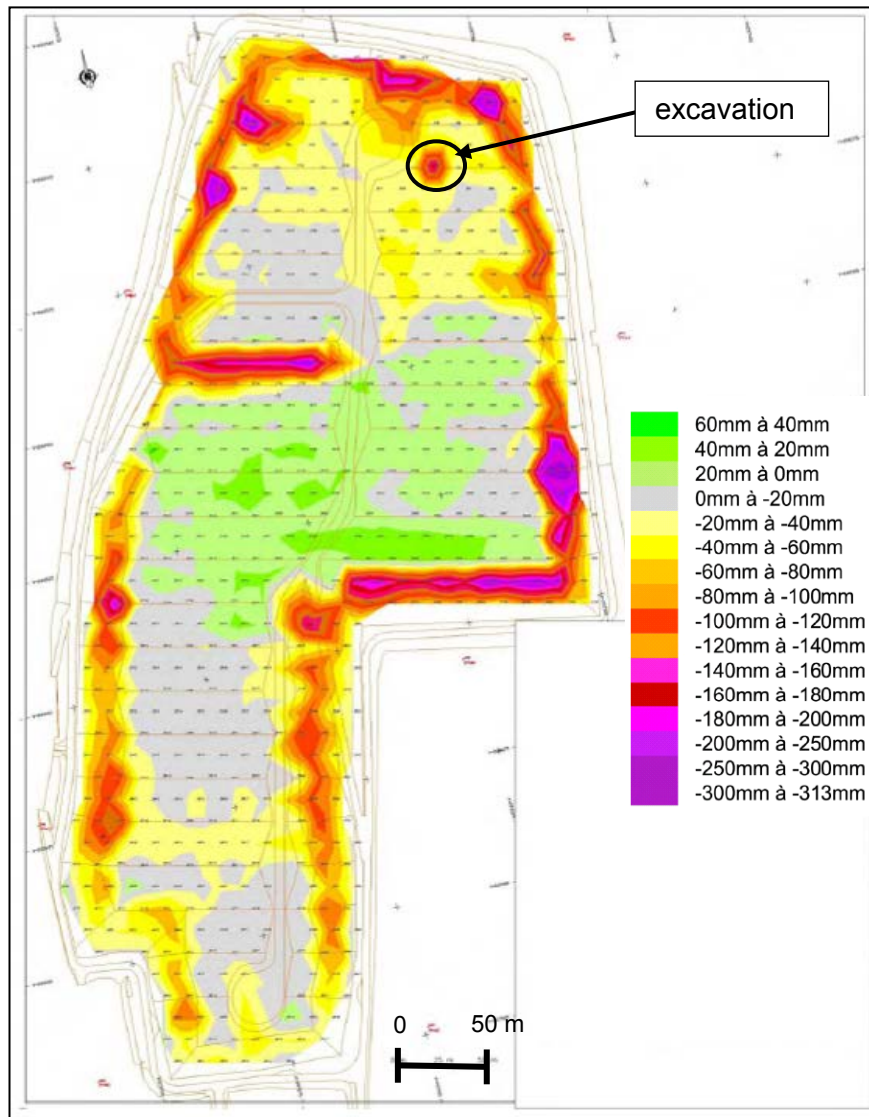


Figure 2-16 : Champ des déplacements verticaux (tassements) obtenus sur le CSM entre 1993 et 2008 (Andra, 2008a).

Après la réparation de 2009, de nouveaux relevés topographiques ont été réalisés (voir Figure 2-17). Leur suivi montre que le tassement dans cette zone se poursuit à la même vitesse qu'avant la réparation, ce que montre le suivi topographique depuis la réparation.

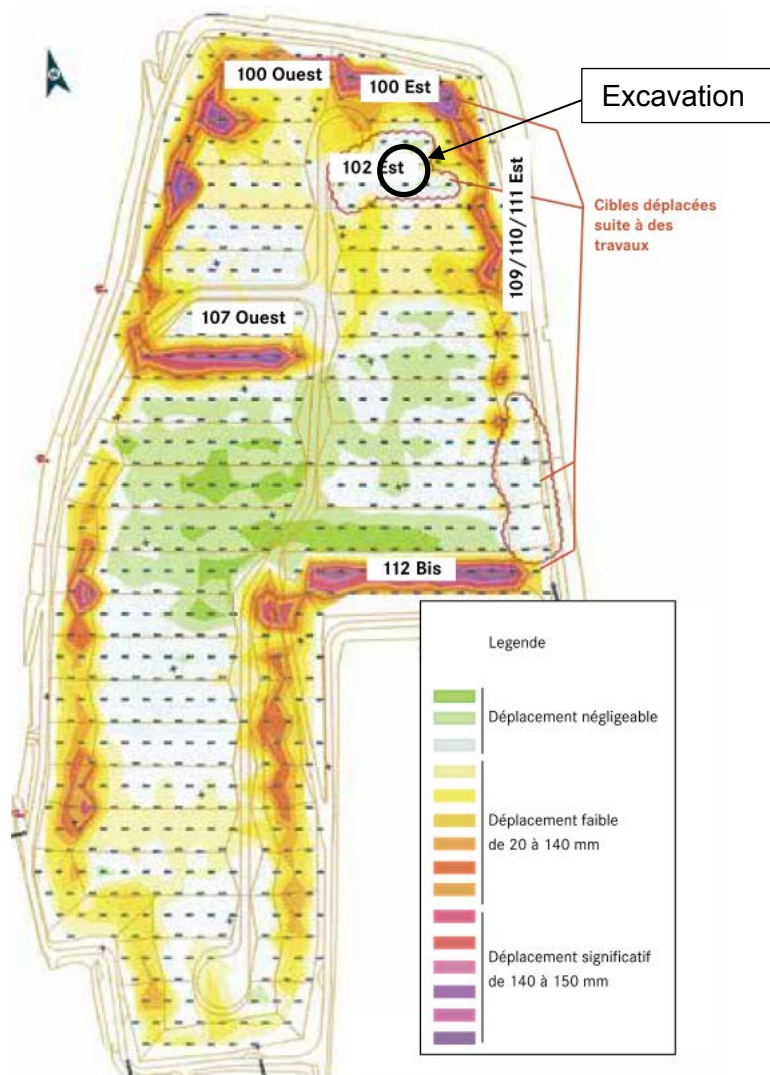


Figure 2-17 : Champ des déplacements verticaux (tassements) après différentes réparations entre 2009 et 2013 sur la couverture du CSM (Andra, 2014)

2.3.2.2. Confortement des pentes instables du CSM

L'Andra a décidé une réparation systématique des pentes sujettes à glissement. Les pentes initiales étaient relativement fortes (2,3 Horizontal pour 1 Vertical).

La Figure 2-18 montre le type de confortement effectué avec apport de matériau afin d'adoucir la pente et un soutènement en pied de talus. La Figure 2-19 montre une photographie du confortement une fois réalisé du panneau 112 bis.

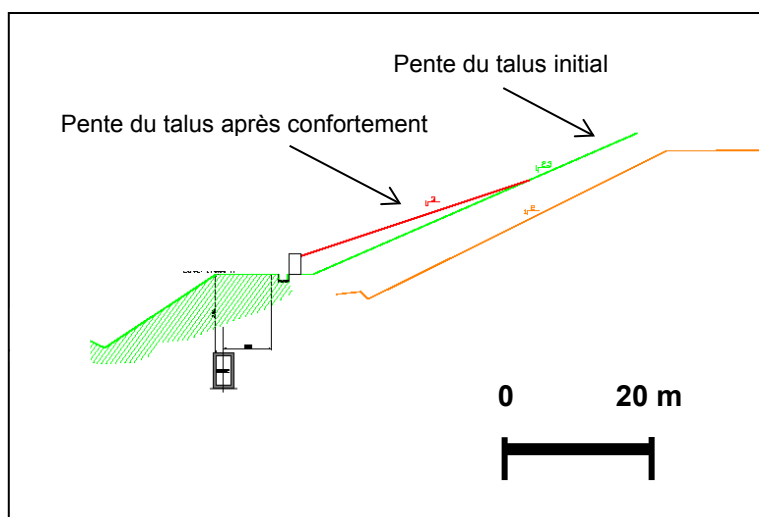


Figure 2-18 : Confortement des pentes légèrement instables (Andra, 2008 b).



Figure 2-19 : Photographie du confortement du talus du panneau 112 Bis (Andra, 2014)

2.4. Analyse de la zone de tassement différentiel

2.4.1. Réparation de la zone

La réparation du tassement localisé en partie sommitale a été l'occasion de mener à bien une observation quantitative, rarement effectuée sur d'autres sites, d'une zone en couverture soumise à un important tassement différentiel (Villard et al., 2000).

En 2009, la zone présentant une grande déformation de surface (panneau 102 Est, voir Figure 2-16) a été excavée (Figure 2-20 et Figure 2-21). Le but de cette opération que nous avons pu suivre, était la réparation du tassement et le reprofilage de la couverture. Elle a permis également l'observation des modifications géométriques et structurelles de la barrière composite sur toute son épaisseur et si possible de rechercher si un effondrement localisé à la base pouvait être la cause des tassements observés en surface (Figure 2-20 et Figure 2-21).



Figure 2-20 : Tassement différentiel de surface (CSM)



Figure 2-21 : Excavation de la zone déformée jusqu'à la géomembrane supérieure avant réparation (CSM)

L'observation a montré que la géomembrane n'était pas endommagée de manière significative (ni perforation ni déchirure). Des tests de laboratoire sur cette géomembrane sont en cours (Marchiol., et al, 2015). La cause du tassement de surface apparaît comme liée à un écrasement localisé du corps de déchets en place sous la géomembrane inférieure. Un travail de relevé topographique minutieux de toute la zone excavée a été mené, avec un relevé des altitudes en surface et au niveau de la géomembrane supérieure sur toute la zone déformée. Ces altitudes sont comparées à celles initiales au moment de la construction, afin d'en déduire les tassements.

2.4.2. Méthode d'analyse

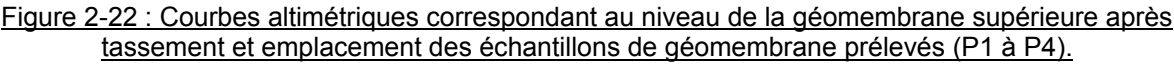
Les mesures topographiques de la zone effondrée nous ont permis de faire une étude de la déformée de la couche de limon sableux.

L'intégrité de la couche de sol fin peut être altérée par un tassement différentiel. En effet une déformation localisée du support peut induire une fissuration de la couche de sol sus-jacente. Une étude très complète du sujet a été précédemment menée sur ce thème (Gourc et al., 2010) et une corrélation entre l'élongation relative observée dans la zone tendue et le risque de fissuration, peut être recherchée. Sous un confinement faible, la fissuration d'un sol fin peut survenir pour une élongation relative, dépendant de la teneur en eau et de l'énergie de compactage, mais généralement inférieure à 0.5%, ce qui est très faible (Gourc et al., 2010).

A partir du champ de déplacements (obtenu par différence entre les altitudes finales au moment de l'excavation fin 2009, et les altitudes initiales au moment de la construction en 1993) en surface et au niveau de la géomembrane supérieure, il est possible de calculer :

- la variation locale des volumes de la couche de limon sableux, due au phénomène d'effondrement localisé : une variation positive, attendue dans le cas présent, correspond à une dilatation volumique du sol (foisonnement) et conséquemment à une déstructuration accroissant la perméabilité du matériau.
- l'élongation relative de la fine épaisseur de limon sableux, en extension lors du mouvement de flexion de la couche. Puisque l'élongation relative est maximale à la base de la couche, c'est là que l'on pourra observer l'initialisation de la fissuration.

La Figure 2-22 présente les courbes d'altimétrie après excavation pour le niveau de la géomembrane supérieure, après tassement différentiel, ainsi que la position des échantillons de géomembrane (P1 à P4) prélevés pour des tests de laboratoire relatifs à l'endommagement éventuel. La Figure 2-23 présente les différentes coupes verticales utilisées pour l'interprétation en déformation. La surface horizontale considérée ici est (12m x 18m, correspondant au grand rectangle de la Figure 2-23). Le tassement maximal au niveau de la géomembrane supérieure est de 0,6 m tandis qu'il n'est que de 0,4 m en surface. Il apparaît donc qu'il y a une distribution plus étalée des tassements lorsque l'on se déplace du fond vers la surface, ce qui est classique.



La Figure 2-23 montre les zones prises en compte pour l'évaluation des variations de volumes, quatre zones partielles (Vol A, B, C et D) et la zone globale. La Figure 2-24 montre une section-type transversale à un panneau, avec les deux pentes à 5° au sud et 9° au nord permettant d'explicitier la procédure de calcul des volumes pour la couche de limon sableux, avant et après tassement. Le Tableau 2-3 présente les valeurs pour les volumes finaux et initiaux, et les dilatations relatives correspondant à la différence des volumes rapportée au volume initial (voir équation [2-2]).

Une valeur positive correspond à une dilatation et donc à une diminution de la masse volumique du sol. Une dilatation de plus de 10% correspond à un foisonnement significatif du sol lors de l'effondrement localisé et donc à une perte de compacité et conséquemment à une augmentation de la conductivité hydraulique.

Ces variations de volumes partent de l'hypothèse que les limites verticales de ces volumes ne sont pas modifiées dans la déformation (déplacements verticaux pour tous les points, dans la phase de tassement).

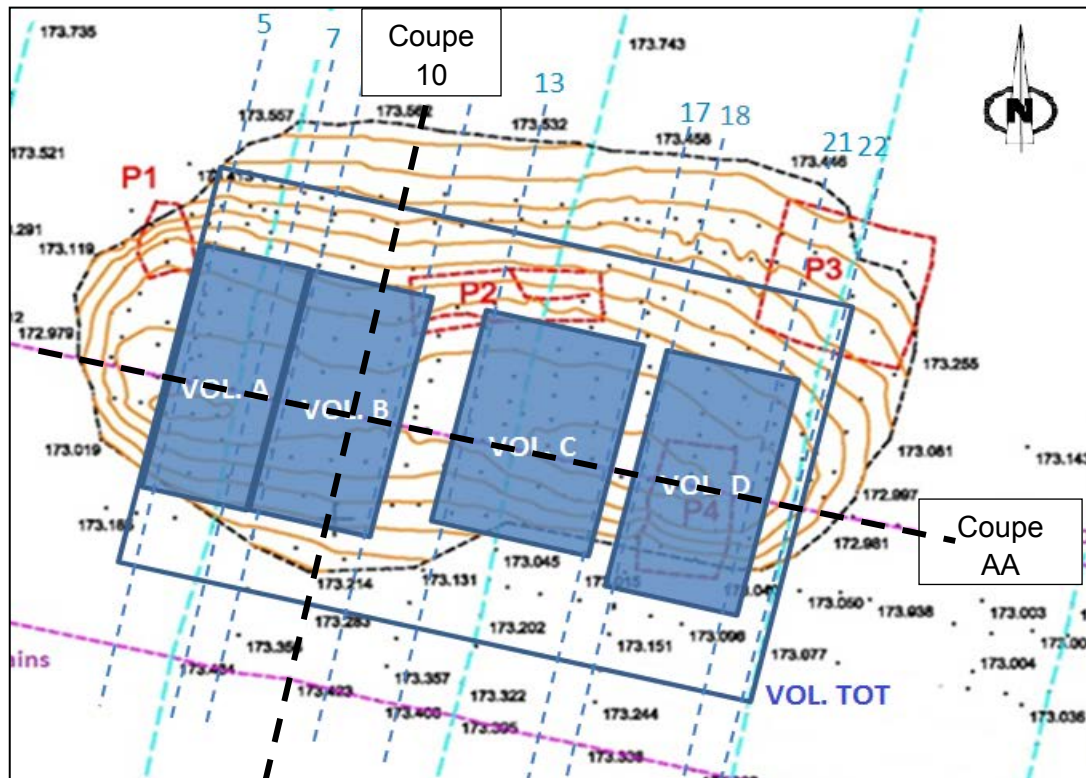


Figure 2-23 : Coupes verticales (longitudinale (AA) et transversale (10)) considérées pour le calcul des élongations relatives et volumes considérés pour le calcul des déformations volumiques.

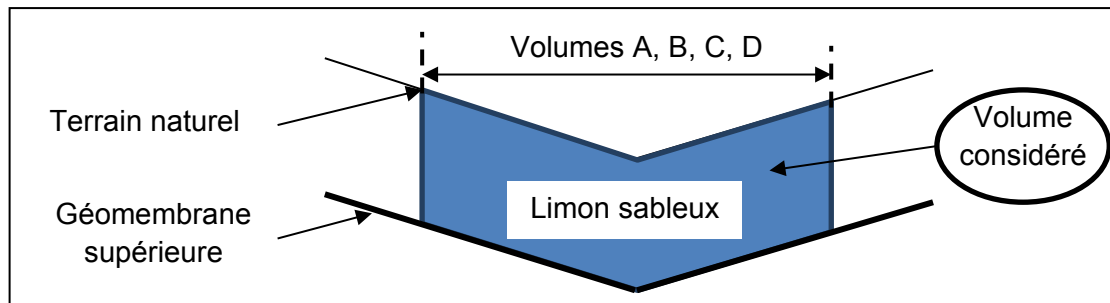


Figure 2-24 : Schéma-type pour le calcul des déformations volumiques de la couche de limon sableux

Tableau 2-3: Variations de volume des différentes zones considérées dans la couche de limon sableux

	Volume initial m^3	Volume après tassement m^3	Déformation volumique (%)
Volume zone A	17.72	19.64	10.8
Volume zone B	17.76	19.18	8.0
Volume zone C	17.76	19.7	10.9
Volume zone D	17.73	19.07	7.6
Volume total	124	131.99	6.4

2.4.4. Elongation relative à la base de la couche de limon sableux

On compare la valeur de la longueur de la « fibre tendue » (fine épaisseur de sol à l'interface avec la géomembrane supérieure : niveau "GM") en fin de construction et celle lors de l'excavation, pour différentes coupes verticales (Figure 2-23). Sur la Figure 2-25 et la Figure 2-26, on présente pour deux coupes, longitudinale (coupe AA) et transversale (coupe 10), en partie haute des figures les altitudes des surfaces supérieures (TN) du terrain naturel et inférieures (GM, niveau supérieur de la géomembrane) de la couche de limon sableux, et en partie basse les elongations relatives ε correspondantes. Une valeur positive de ε traduit une extension de la « fibre ».

Il est important de remarquer que des valeurs de l'elongation relative particulièrement grandes sont localement observées à la base de la couche, jusqu'à 10% alors qu'il a été noté que sous faible confinement une fissuration pouvait s'amorcer pour une valeur de ε de 0,5%. Par contre le phénomène est négligeable en partie supérieure de la couche.

Ici aussi le calcul est basé sur l'hypothèse que le segment (50cm) correspondant à un point de mesure de déformation, n'a pas subi de glissement latéral de ses extrémités (déplacements verticaux).

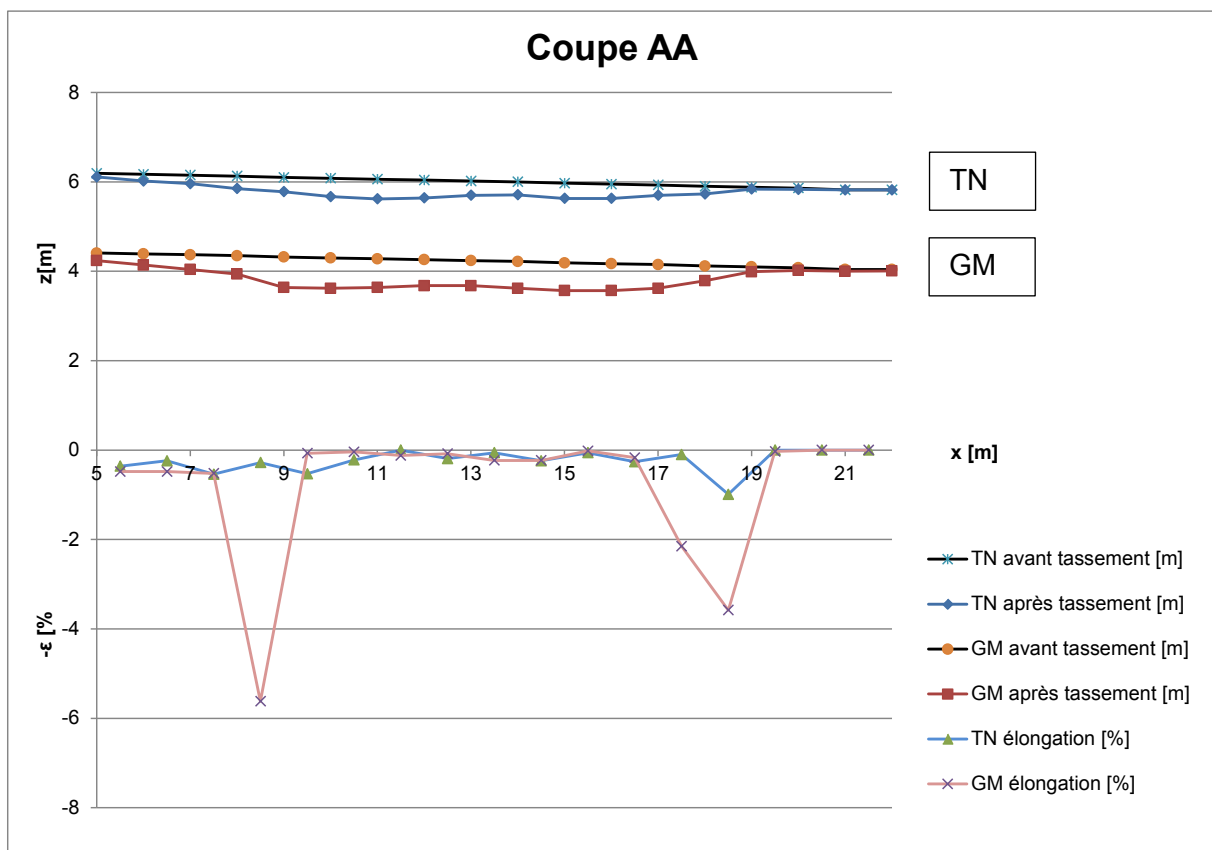


Figure 2-25 : Altitudes initiale et après tassement aux deux interfaces, surface (TN) et géomembrane (GM) et elongations relatives correspondantes pour la coupe longitudinale AA

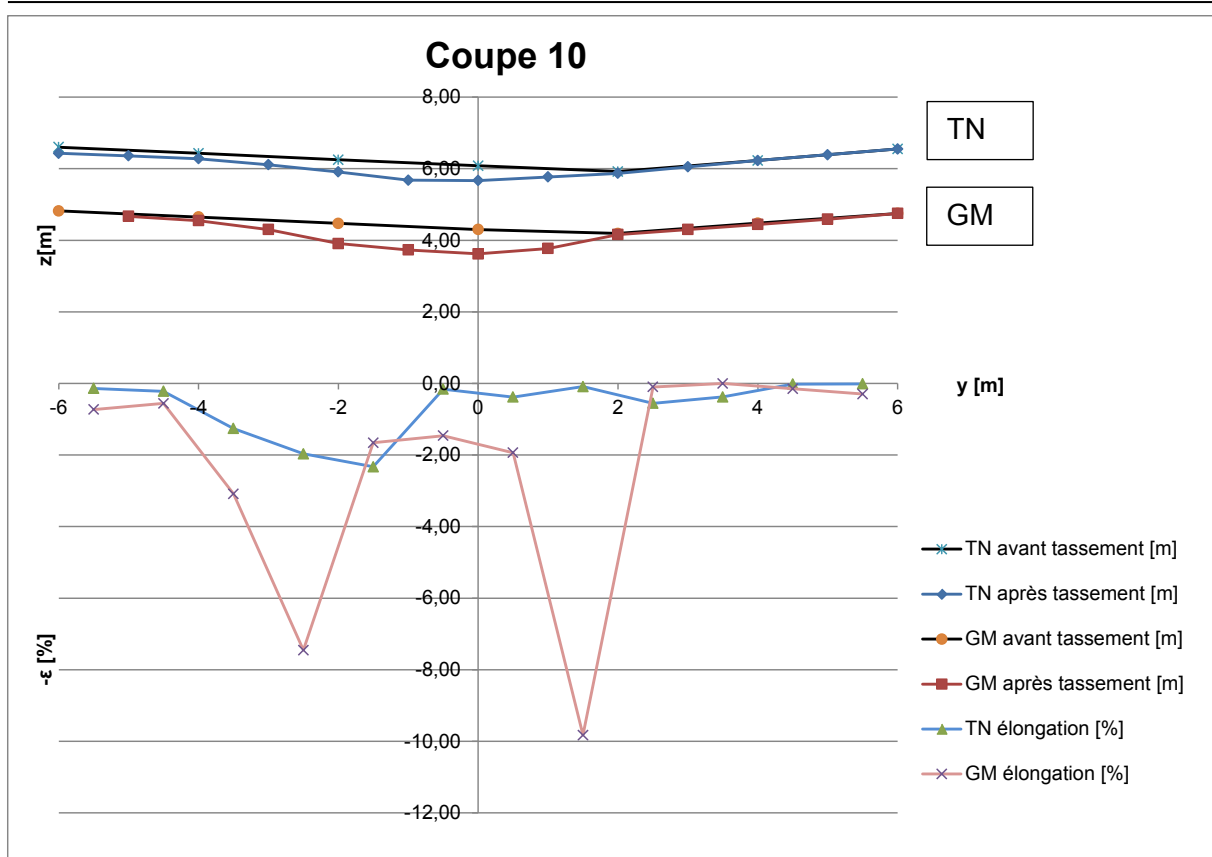


Figure 2-26 : Altitudes initiale et après tassement aux deux interfaces, surface (TN) et géomembrane (GM) et élongations relatives correspondantes pour la coupe transversale 10

2.4.5. Effet membrane potentiel de la géomembrane

2.4.5.1. Théorie de l'effet membrane

Dans la littérature, différentes expérimentations démontrent la capacité des géosynthétiques, ayant une résistance à la traction adéquate, à reprendre tout ou partie de la charge induite par une couche de sol enjambant un vide sous le géosynthétique (effet membrane).

La résistance à la traction de la géomembrane pourrait ainsi reprendre partiellement la charge apportée par la couche de matériau de couverture. En prenant en compte des hypothèses spécifiques, il est possible de prévoir la partie de la charge qui est reprise par la géomembrane.

Dans le cas d'étude, la déformation ne se situe pas en réalité au-dessus d'un vide, mais au niveau d'une zone de tassement. La prise en considération d'un vide est une simplification. L'effet membrane est localisé au niveau des zones de tassement les plus fortes. Le problème est considéré comme étant bidimensionnel, c'est-à-dire que la zone de tassement est prise comme très longue par rapport à sa largeur " L "

Le contact entre la géomembrane et la couche de limon sableux est considéré comme parfait, ce qui signifie qu'il n'y a aucun glissement entre la fibre inférieure de la couche de sol et la géomembrane. En conséquence il n'y a pas non plus de déplacement au niveau des ancrages de la géomembrane. Dans ces conditions l'effet membrane est conforme au schéma de la Figure 2-27. La couche de sol est considérée comme étant une pression

verticale uniforme de la forme “ $q = \gamma \cdot h$ ”, avec γ le poids volumique et h l'épaisseur de la couche de couverture soutenue, $h=H$ si toute la couche est soutenue.

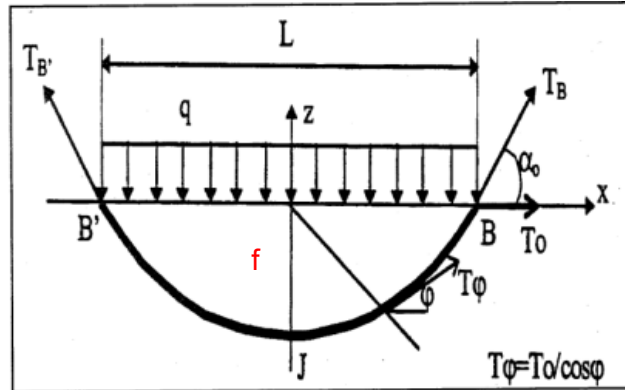


Figure 2-27 : Schéma de l'effet membrane (Gourc, 1982)

Avec l'hypothèse d'une pression uniforme sur chaque élément de membrane déformée et une membrane à comportement en traction (raideur J), la déformée est parabolique (flèche f pour une portée L), les équations d'équilibre sont (Villard et al, 2000):

$$\varepsilon_{max} = \frac{8}{3} \times \left[\frac{f}{L} \right]^2 \quad \text{Déformation longitudinale} \quad [2-3]$$

$$T_{max} = \frac{q \times L}{2} \times \sqrt{1 + \frac{1}{6 \times \varepsilon_{max}}} \quad \text{Traction maximum} \quad [2-4]$$

$$J = \frac{T_{max}}{\varepsilon_{max}} \quad \text{Raideur du géosynthétique} \quad [2-5]$$

La courbe de la partie inférieure du graphique de la Figure 2-28 donne la relation géométrique entre la flèche maximale (f) de la zone de tassement et la déformation maximale ε_{max} de la géomembrane au niveau des bords latéraux (équation [2–3])

Pour une largeur de la zone de tassement L et une contrainte verticale due à une couche de sol ($q=\gamma \cdot H$), l'équilibre de la membrane correspond à l'équation [2–4] et aux courbes de la partie supérieure du graphique de la Figure 2-28. C'est la relation entre traction T et déformation ε dans un géosynthétique pour une surcharge ($q \cdot L$) donnée.

La mobilisation de la traction dans la géomembrane dépend du comportement en traction du géosynthétique (GM). Pour déterminer l'équilibre de la membrane du cas étudié dans le paragraphe précédent, le comportement du géosynthétique (équation [2–5]) est ajouté sur la figure. La solution du système formé par les équations [2–3], [2–4] et [2–5] correspond à l'intersection entre la courbe (2-4) et la courbe (2-5) de la Figure 2-28.

Les courbes d'équilibre de la géomembrane (courbe 2-4 de la Figure 2-28) dépendent de la surcharge $q \times L$, elles interceptent la courbe de comportement de la géomembrane, ce qui donne les valeurs maximales de traction de déformation et de flèche maximale de la géomembrane en fonction de la sollicitation $q \times L$. Sur la Figure 2-28, le paramètre ($q \cdot L$) est remplacé par $\frac{q \times L}{\gamma \times L} = h$, $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ et $L=2 \text{ m}$ étant fixés. Si l'on considère un comportement

du géosynthétique linéaire en tension, plus le module élastique J est important, plus la traction mobilisable dans le géosynthétique est importante et plus la flèche sera faible.

2.4.5.2. Application de l'effet membrane au cas d'étude du CSM

Dans le cas du CSM, il pourrait être intéressant de pouvoir prévoir quel pourcentage de la masse de sol sus-jacent de la couverture est soutenu par la géomembrane lorsque des tassements sont observés en surface.

Si le module du géosynthétique "J" et la flèche maximum f sont connus, il est possible d'en déduire la surcharge " $q.L = \gamma.h.L$ " supportée par l'effet membrane. Avec L la portée de la zone de tassements et γ le poids volumique du matériau moyen de la zone étudiée alors h la fraction de l'épaisseur totale H de la couverture de sol supportée par l'effet membrane pourrait être déterminée.

Dans le cas d'étude sur la géomembrane, l'hypothèse d'un comportement en tension linéaire est prise. De plus un module $J=100\text{ kN/m}$ est considéré pour la membrane bitumineuse. Les courbes d'équilibre de la membrane sont données dans la Figure 2-28 pour une portée de la zone de tassement de 2 mètres, correspondant à la portée de la zone de tassement local maximum observée (coupe 10 de la Figure 2-26). En prenant un poids volumique moyen du sol de couverture $\gamma=20\text{ kN/m}^3$, différentes courbes sont tracées pour $\left(\frac{q \times L}{\gamma \times L}\right) = "h" = 0,5\text{ m}$ et 1 m.

Sur la coupe 10 de la Figure 2-26, la déformation maximale (courbes GM avant et après tassements, peu visible sur la figure) correspond à un $f/L = 0,6/2 = 0,3$. L'équation [2-3] donne une déformation $\varepsilon = 24\%$. L'intersection avec la courbe de l'équation [2-5], (la courbe de traction du géosynthétique, $J=100\text{ kN/m}$), permet d'obtenir la traction correspondante à cette déformation qui est de 24 kN/m. La courbe d'équilibre de membrane correspondant est obtenue par intersection avec la courbe de tension induite pour une épaisseur de la fraction de sol soutenue de $h=0,92\text{ m}$.

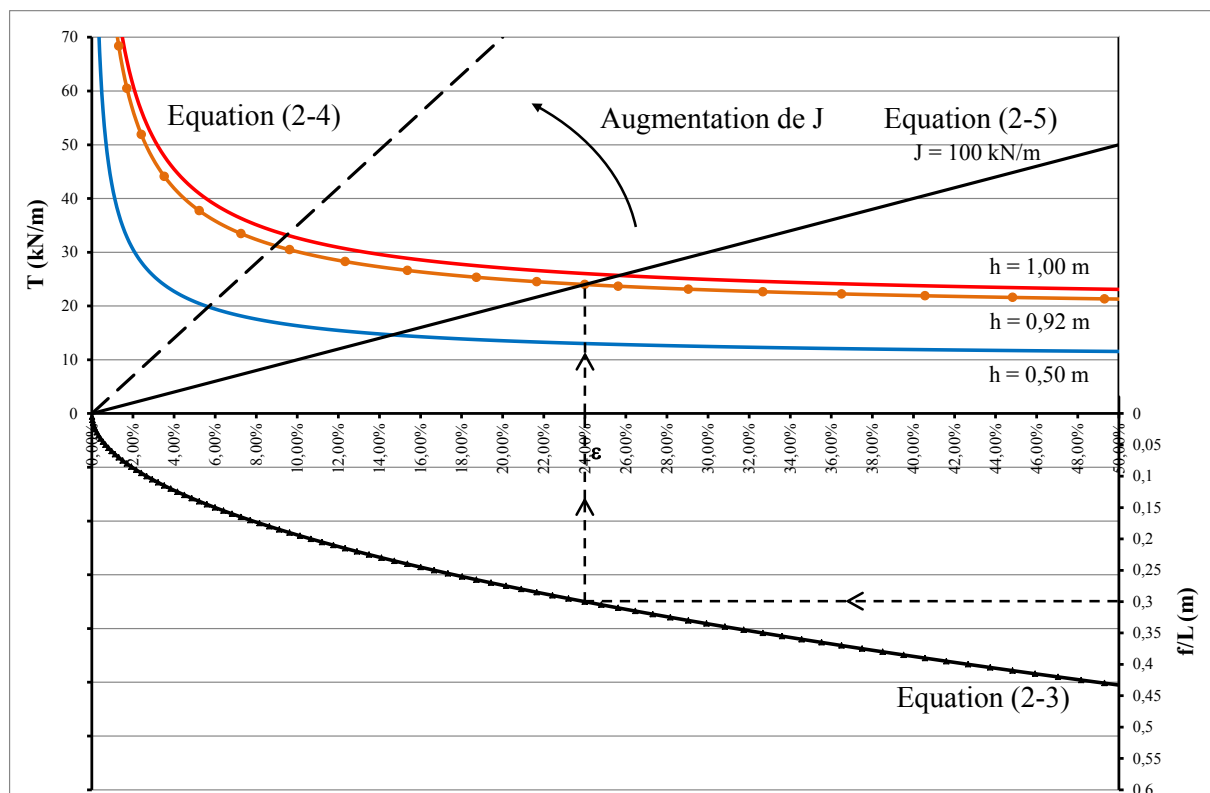


Figure 2-28 : Graphique "effet membrane" pour $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$ et $L = 2\text{ m}$

Cette étude montre que même pour un géosynthétique relativement extensible, dans le cas d'un tassement sous le géosynthétique, l'effet membrane permet d'atténuer la déformation de la couche de sol susjacente dans le cas d'un "effet parachute" ($\gamma \cdot h = \gamma \cdot H$, poids de la couche totalement pris en charge par la géomembrane) ou d'atténuer la charge de la couverture sur les colis en tassement, ce qui est probablement le cas ici ($\gamma \cdot H - \gamma \cdot h$).

Dans les conditions présentes, le sol situé sous la géomembrane doit supporter le reste de la couche. Dans notre cas si la géomembrane avait supporté l'épaisseur complète de la couche de sol supposée ($h=2\text{m}$), la déformation de la membrane correspondrait à une autre courbe donnée par l'équation [2–3] pour $(q.L) = \gamma \cdot H \cdot L = 20 \times 2 \times 2 = 80 \text{ kN/m}$, le tassement observé aurait été de " f/l "=0,42; $f = 0,84 \text{ m}$.

Notons cependant que l'efficacité en membrane de la géomembrane est sûrement surestimée : son fluage est sûrement important, ce qui reviendrait à supposer un module J plus faible.

2.5. Nécessité de mettre en œuvre une couverture pérenne

L'objectif du confinement est de protéger de manière immédiate et différée l'homme et l'environnement de la nocivité des déchets stockés en empêchant notamment l'exposition aux rayonnements, la dissémination des radionucléides par l'eau ou par l'air. Ainsi, la couverture doit s'opposer à l'infiltration des eaux météoriques et protéger les déchets contre d'autres facteurs d'agressions externes (climatiques, biologiques). La couverture doit conserver ses fonctions pendant toute la période de surveillance du stockage, soit environ 300 ans (durée pour que la radioactivité des déchets atteigne la valeur de la radioactivité naturelle) et ceci malgré les contraintes liées au tassement des colis et/ou des ouvrages, les agressions externes potentielles (humaine, animale, végétale, chimique, physique)...

Trois principaux critères doivent être remplis par la couverture :

- Critère d'étanchéité : le rôle de barrière étanche est aujourd'hui joué du moins principalement par la géomembrane bitumineuse
- Critère de pérennité : les qualités de la couverture doivent être assurées pendant une période de 300 ans (aujourd'hui il n'est pas possible de démontrer l'efficacité de la géomembrane bitumineuse sur 300 ans)
- Critère de protection : barrière au rayonnement radioactif.

Le retour d'expérience sur le comportement de la couverture montre que celle-ci nécessite une surveillance active: tonte, traitement de certaines plantes, rebouchage des fissures en crête de talus, réparation des drains et caniveaux. Or, compte tenu de la durée pluriséculaire de la période de surveillance, cette surveillance sera progressivement réduite au cours du temps, d'où l'intérêt de « mettre en place une couverture plus pérenne ».

Un groupe de travail pluridisciplinaire s'est réuni entre 2007 et 2008 afin de proposer et d'étudier un grand nombre de solutions possibles de couverture pérenne pour le CSM. Ces solutions ont été étudiées suivant différents critères : efficacité, faisabilité, impact environnemental, suivi etc...

Différentes solutions ont donc été proposées comme par exemple une solution de mégatuiles qui consiste à recouvrir le site de tuiles de granite ou de béton ou encore d'ajouter une couche d'argile sur la couverture en réduisant les pentes des talus périphériques.

- Cadre de l'étude :

Au stade actuel, il a été demandé de rechercher une solution minérale répondant aux contraintes suivantes fixées par l'Andra :

- réutilisation des matériaux situés au-dessus de la géomembrane bitumineuse,
- Débit d'infiltration inférieur à 10 l/m²/an. Ce débit d'infiltration dans le cas d'une couverture où l'on peut supposer que le gradient hydraulique est unitaire, correspond à une conductivité hydraulique de $3,3 \times 10^{-10}$ m/s.

Dans cette étude nous nous sommes intéressés principalement au dôme de la couverture, puisque les talus devront de toute façon être stabilisés mécaniquement avant de pouvoir envisager une étanchéité minérale.

L'objet de cette thèse est donc de proposer et d'étudier l'efficacité d'une solution de couverture renforcée en imperméabilité pour le CSM.

**Chapitre n° 3 LE TRAITEMENT D'UN SOL ET SON INFLUENCE SUR LA
CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE**

3.1. Conductivité hydraulique et structure des sols compactés

3.1.1. Définition de la conductivité hydraulique

Une des principales caractéristiques des sols fins est sa conductivité hydraulique, plus communément et par simplification nommée perméabilité.

La conductivité hydraulique d'un sol est notée k et s'exprime en (m/s). Pour caractériser la conductivité hydraulique d'un sol plusieurs techniques existent, en laboratoire ou in situ.

Pour caractériser le comportement hydraulique, il est nécessaire de prélever des échantillons le moins remaniés possible afin d'avoir des résultats les plus représentatifs. Il est également possible de reconstituer l'échantillon en le mettant dans les conditions de teneur en eau et de compactage équivalentes à celles du site au moyen d'un compactage de type Proctor.

Les méthodes de mesure de la conductivité hydraulique au laboratoire sont réalisées généralement en condition saturée et en régime permanent. L'écoulement est imposé par une charge d'eau qui peut être constante au cours de l'essai ou variable. Le volume d'eau qui traverse l'échantillon pendant un temps t est mesuré et permet de déduire la conductivité hydraulique qui est calculée en utilisant la loi de Darcy (Darcy, 1856).

La conductivité hydraulique est dépendante de la température à laquelle elle est mesurée puisque celle-ci influe sur la viscosité de l'eau. La conductivité hydraulique de référence est celle à température constante (généralement 20°C). Dans le cas où la température n'est pas maintenue, à 20°C, une correction de la viscosité est faite, amenant à une correction de la conductivité hydraulique (voir [3-1]).

$$K_{20} = K_T \times \frac{\eta_T}{\eta_{20}} \quad [3-1]$$

où :

k_{20} est la perméabilité à 20 °C ;

k_T est la perméabilité à la température T (°C) ;

η_{20} est la viscosité dynamique à 20 °C ;

η_T est la viscosité dynamique à la température T .

et où le rapport $\frac{\eta_T}{\eta_{20}}$ est donné par l'équation ([3-2])

$$\frac{\eta_T}{\eta_{20}} = \exp[2,44.10^{-2} \times (20 - T) + 1,8.10^{-4} \times (20 - T)^2 + 2,5.10^{-6} \times (20 - T)^3] \quad [3-2]$$

La conductivité hydraulique de Darcy mesurée peut ainsi s'exprimer en fonction de la perméabilité intrinsèque du matériau qui est indépendante du fluide avec lequel on la mesure.

$$k = K \times \frac{g}{\nu} \quad [3-3]$$

avec :

K : perméabilité intrinsèque du matériau (m²)

g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²)

ν : viscosité cinématique du fluide (m²/s)

Il existe différentes méthodes de mesure de la conductivité hydraulique en laboratoire, dont le perméamètre à parois rigides ou le perméamètre triaxial.

3.1.2. Influence des caractéristiques physiques d'un matériau sur sa conductivité hydraulique

Différentes études montrent que la conductivité hydraulique est très fortement influencée par la teneur en eau lors du compactage (Lambe, 1958, Mitchell et al., 1965, Moussaï, 1993). Deux théories peuvent expliquer l'influence de la teneur en eau sur la conductivité hydraulique : Théorie de l'orientation des particules (Lambe, 1958) et théorie des mottes (Olson, 1963).

Le compactage d'une argile a pour principale conséquence de la densifier, augmentant ainsi son poids volumique sec et diminuant la proportion de vides. Le compactage des argiles modifie leur structure.

La théorie des mottes proposée par Olson (1963) repose sur le fait qu'une argile compactée à de faibles teneurs en eau (coté sec) présente des agrégats durs et peu déformables. La théorie des mottes proposée par Olson suppose que l'écoulement dans les sols fins se fait par les pores inter-agrégats et non par les agrégats eux-mêmes. Dans le cas d'une argile compactée à de faibles teneurs en eau (coté sec), les pores inter-agrégats sont de taille importante (macroporosité), du fait que les agrégats sont durs et peu déformables. La présence de vides de taille importante entre les agrégats, engendre un poids volumique sec faible. La conductivité hydraulique est donc forte. Lorsque la teneur en eau de l'argile est plus importante, les agrégats d'argile deviennent de moins en moins raides et de plus en plus déformables. Ainsi les macropores disparaissent et la conductivité hydraulique diminue. Le poids volumique sec augmente avec la teneur en eau jusqu'à un optimum. Lorsque la teneur en eau augmente encore, le poids volumique sec diminue car des pores remplis d'air persistent mais ne sont pas connectés entre eux. L'air ne peut donc pas s'échapper. Les particules d'argiles s'orientent. Le comportement de l'argile devient alors anisotrope.

Sur la Figure 3-1 (Cui et al, 2001) on constate à partir d'une étude porosimétrique que l'échantillon pris du côté sec se distingue très nettement des deux autres échantillons par sa proportion importante de macroporosité. Cet échantillon présente une courbe bimodale caractérisée par une microporosité autour de 0,2 μm et une macroporosité au voisinage de 4 μm . Les échantillons compactés à l'optimum et du côté humide présentent quant à eux une courbe pratiquement unimodale avec un maximum de pores autour de 0,2 μm .

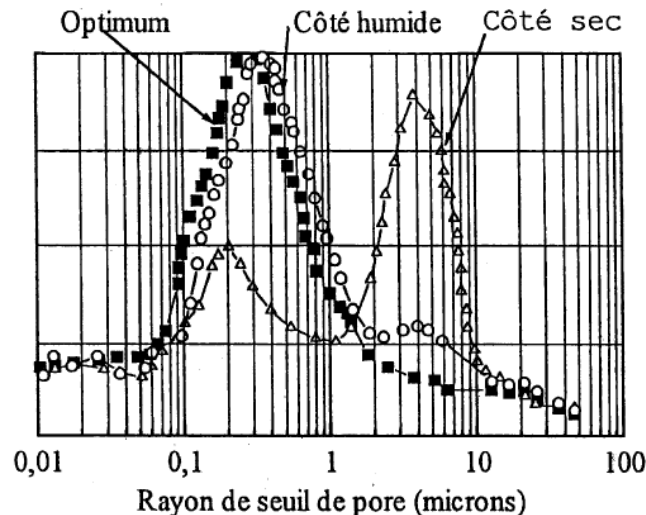


Figure 3-1 : Courbes porosim triques de trois échantillons du limon de Jossigny compactés à différentes teneurs en eau (Cui et al, 2001)

Lambe (1958) a montré que la structure d'une argile compactée dépend de la teneur en eau lors du compactage. Il distingue le comportement côté sec et côté humide de l'optimum. Une argile compactée côté sec de l'optimum présente une structure dite « floculée ». Inversement, lorsque l'argile est compactée du côté humide de l'optimum, la structure est dispersée (voir Figure 3-2 et Figure 3-3). Enfin, d'après Mitchell et al. (1965), l'augmentation de l'énergie de compactage conduit à l'augmentation du degré de parallélisme des particules de sol.

Plus récemment, C tin et al. (2007) ont montré qu'une argile compactée du côté sec de l'optimum présente une orientation des particules aléatoire. Lorsque la teneur en eau augmente, et ceci jusqu'à l'optimum, les particules s'orientent de plus en plus. Ceci est en accord avec la théorie de Lambe. D'après C tin et al. (2007) l'augmentation de la teneur en eau au-delà de l'optimum engendre une diminution de l'orientation préférentielle. En effet, la structure est caractérisée par de longs enchaînements de groupes de particules qui sont orientés différemment. Au sein d'un paquet de particules par contre, l'orientation préférentielle des particules est nettement marquée. Ainsi, selon C tin et al. (2007), le degré d'orientation préférentielle est donc maximal pour une teneur en eau optimale.

De même d'après Moussaï (1993) la conductivité hydraulique des échantillons compactés côté sec de l'optimum est très fortement influencée par la taille des mottes. Du côté humide, la conductivité hydraulique est indépendante de la taille initiale des mottes et ceci quel que soit le mode de compactage (Moussaï, 1993). Ceci s'explique par le fait que côté humide, les grosses mottes présentes avant compactage s'écrasent, faisant ainsi disparaître les macropores.

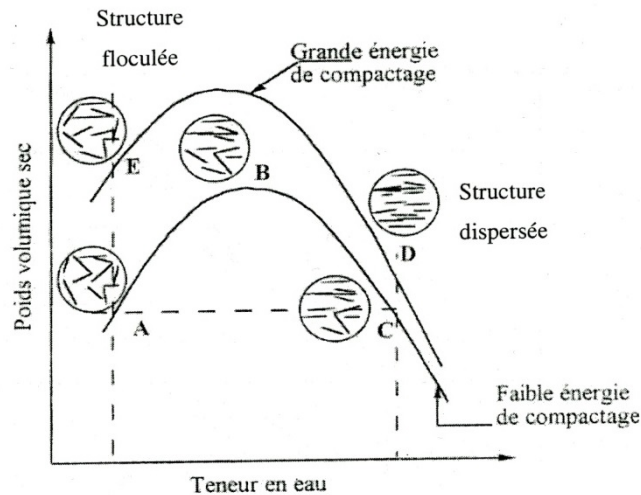


Figure 3-2 : Effet du compactage sur la structure (Lambe, 1958)

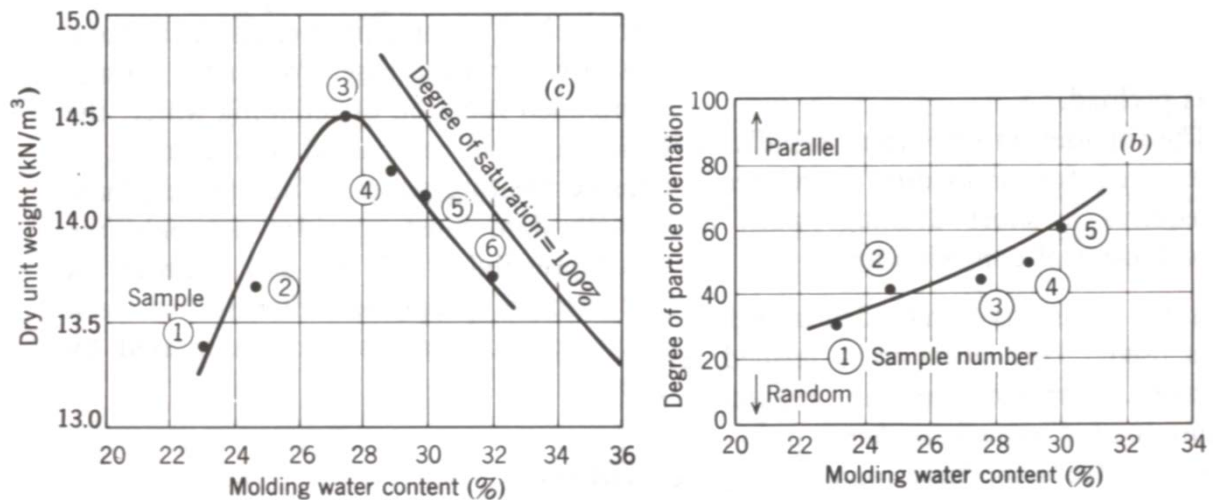


Figure 3-3 : Structure d'une argile compactée en fonction de la teneur en eau (d'après Lambe et Whitman, 1979)

A l'échelle microscopique, l'augmentation de la teneur en eau lors du compactage permet une réorientation des particules d'argile ce qui a pour conséquence de modifier la répartition en diamètres des différents pores (Ahmed et al., 1974). Ceci a pour effet de diminuer la conductivité hydraulique de l'argile (Benson et al. 1994-a). Un sol compacté coté humide de l'optimum présentera une conductivité hydraulique plus faible de plusieurs ordres de grandeur qu'un sol compacté coté sec (Mitchell et al., 1965, Holtz et Kovacs, 1981, Moussaï, 1993).

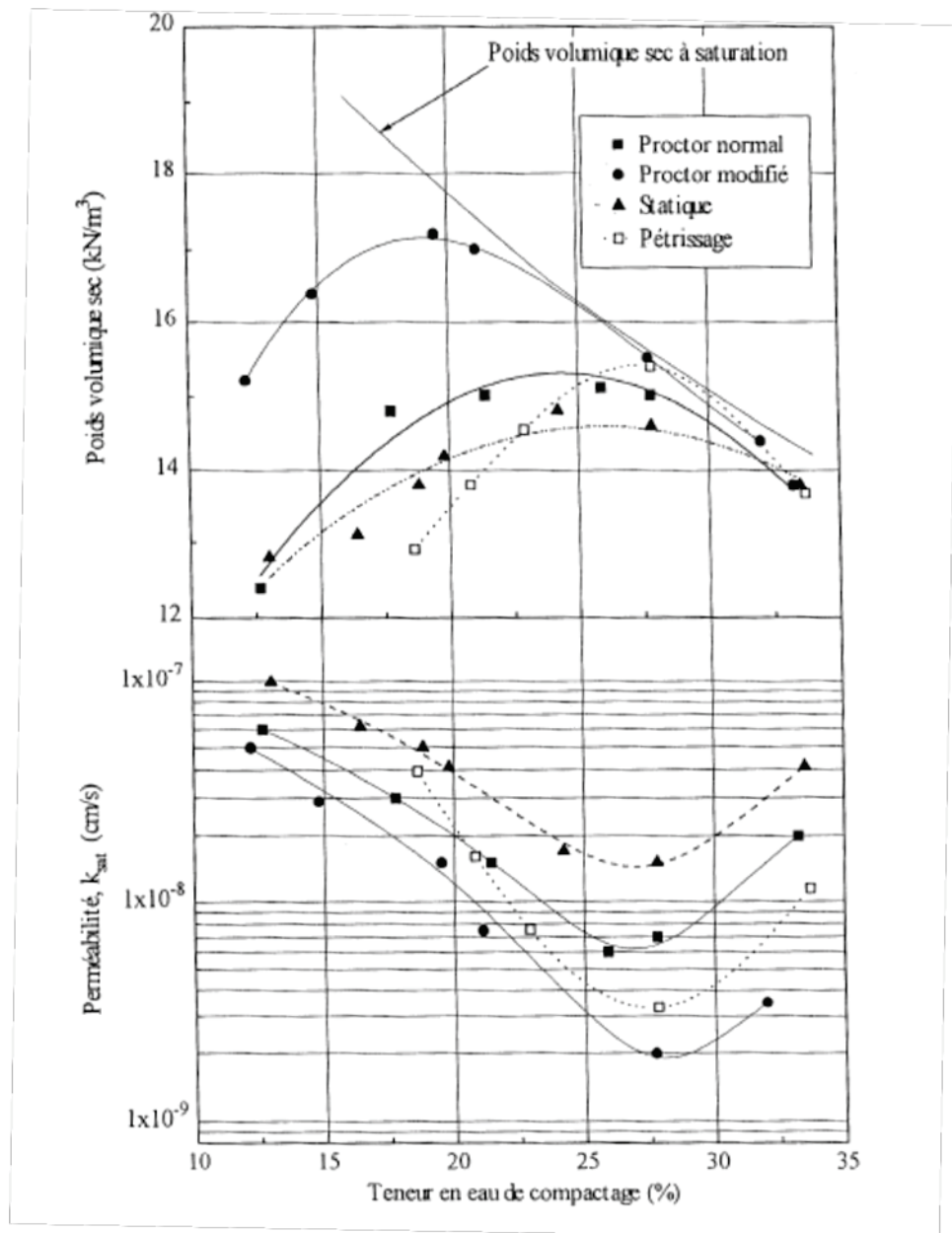


Figure 3-4 : Influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur la conductivité hydraulique (d'après Daoud, 1996)

La conductivité hydraulique en milieu saturée minimale est atteinte pour des teneurs en eau de compactage de 2% à 10% supérieures à l'optimum (Benson et al., 1994-b, Elsbury et al., 1990, voir Figure 3-4). On observe sur la Figure 3-4 que le mode de compactage a une influence sur la conductivité hydraulique, du fait de la microstructure différente obtenue. Si on compare par exemple le compactage dynamique et le pétrissage, on constate que la conductivité hydraulique est plus faible après pétrissage à un même γ_d . Selon Elsbury et al. (1990), la conductivité hydraulique est diminuée d'un ordre de grandeur lorsque le degré de saturation passe de 90% ($w \approx w_{opt}$) à 95% ($w \approx w_{opt} + 3\%$ à 4% environ). D'après Daniel et Wu (1993), la conductivité hydraulique d'une argile sableuse ($w_{opt} = 14\%$, $\gamma_{dopt} = 18.4 \text{ kN/m}^3$, $w_L = 30\%$, $I_p = 12\%$, graviers : 2%, sable : 65%, $< 5\mu\text{m}$: 15%) diminue lorsque la teneur en eau augmente jusqu'à $w_{opt} + 2\%$, à même énergie de compactage. Si la teneur en eau

continue à augmenter, la conductivité hydraulique augmente. Daniel et Wu (1993) ont vérifié cette tendance pour différentes énergies de compactage. Pour différentes énergies de compactage on obtient une variation de la conductivité hydraulique (d'après Mitchell et al, 1965, voir Figure 3-4 et Figure 3-5).

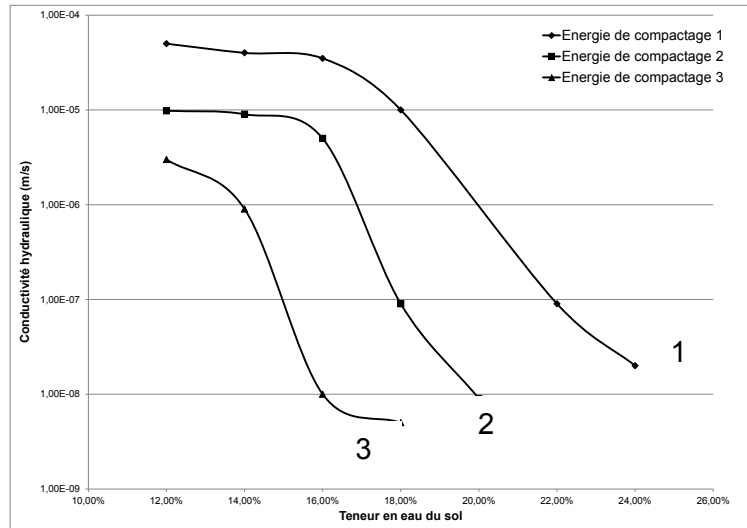


Figure 3-5: Evolution de la conductivité d'un sol en fonction de son énergie de compactage (énergie de compactage 3 > énergie de compactage 2 > énergie de compactage 1) d'après Mitchell et al 1965

Influence de la plasticité du sol :

En plus de l'énergie de compactage et de la teneur en eau, la conductivité hydraulique d'un matériau est influencée par la fraction fine et son indice de plasticité (Benson et al 1992, Figure 3-6). De plus la fraction grossière joue un rôle important puisque si elle est trop importante, le compactage même fort ne permet pas à tous les vides d'être comblés ce qui augmente la conductivité hydraulique (Shelley et Daniel, 1993).

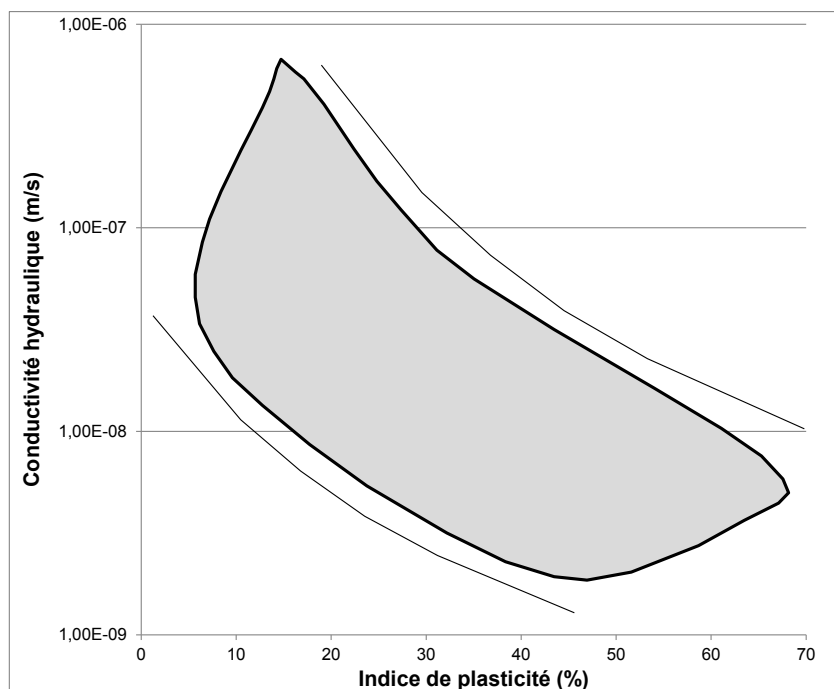


Figure 3-6 : Conductivité hydraulique en fonction de l'indice de plasticité (fuseaux réalisés sur près de 100 essais) d'après Benson et al 1992

3.2. Traitement d'un sol par ajout d'argile

Lors de la construction d'une installation de stockage, la réalisation de la barrière passive de faible conductivité hydraulique est une étape majeure. Cette barrière peut être réalisée en matériau naturel du site ou apporté (lorsqu'un gisement de matériau fin est à proximité). Cependant pour bon nombre d'installations de stockage dans le monde, un matériau présentant les qualités requises pour la réalisation d'une couche de faible conductivité hydraulique n'est pas disponible à proximité. Dans ce cas, l'obtention d'une couche ayant les caractéristiques de conductivité hydraulique requises peut se faire par ajout d'adjuvant.

Les traitements visent essentiellement à améliorer :

- soit les paramètres de comportement hydraulique (conductivité hydraulique),
- soit les paramètres de comportement mécanique (stabilité des talus),
- soit les deux.

3.2.1. Les argiles

L'argile peut être définie en premier lieu par sa granulométrie. Elle correspond à la fraction inférieure à 2 μm d'un sol ou d'une formation géologique.

Minéralogiquement, les argiles correspondent à des minéraux alumino-silicatés, le plus souvent de la famille des phyllosilicates, qui sont formés de particules dont les unités de bases sont des feuillets de très faible épaisseur (7, 10 ou 14 Å). Les argiles sont formées en fonction de leur type par différents empilements de feuillets composés de couches élémentaires tétraédriques et octaédriques (voir Figure 3-7).

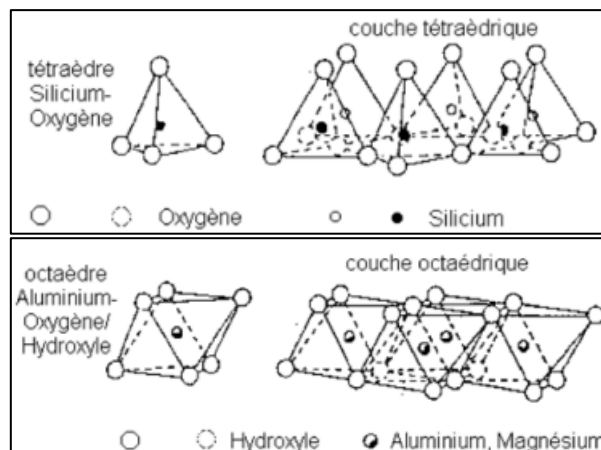


Figure 3-7 : Unité (gauche) et couche élémentaire des feuillets (droite) tétraédrique (haut) et octaédrique (bas) d'un silicate (Mitchell, 1993)

Les deux définitions (granulométrique et minéralogique) se recoupent mais ne sont pas équivalentes. En effet, si les minéraux argileux sont le plus souvent constitués de particules inférieures à 2 μm , la fraction granulométrique inférieure à 2 μm d'un sol comprend très souvent des minéraux autres que les seuls minéraux argileux tels que le quartz, la silice colloïdale, des carbonates, etc...

Compte tenu de la granulométrie des particules et de leur structure (association de feuillets de très faible épaisseur), les matériaux argileux développent des surfaces spécifiques très élevées, comprises entre 5 et 800 m²/g, ce qui leur confèrent des propriétés d'adsorption très importantes.

Dans la suite sont présentées trois familles d'argiles parmi les plus importantes, qui sont la kaolinite, la smectite et l'illite.

- **Kaolinite :**

La kaolinite est un phyllosilicate constitué d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique. Cette famille d'argile a une faible capacité d'échange car les sites de surface qui la compose sont amphotères. La kaolinite se présente morphologiquement sous forme de particules hexagonales constituées par des empilements de feuillets fortement associés entre eux. Ces argiles ont de faibles capacités d'hydratation qui leur confèrent le nom d'argiles non gonflantes.

- **Smectites (bentonites) :**

Les smectites sont des phyllosilicates constitués de deux couches tétraédriques encadrant une couche octaédrique. La minéralogie de cette famille se compose principalement de montmorillonite (de l'ordre de 80% ou plus), de beidellite, hectorite et de saponite accompagnées de minéraux accessoires comme le quartz, les feldspaths, la calcite ou le gypse. Ces argiles ont une charge permanente négative indépendante du pH compensée par des cations (Ca²⁺, Mg²⁺, Na⁺ et K⁺ le plus souvent). Selon Landis et von Maubeuge (2004), une smectite dont plus de 50% de la capacité d'échange cationique (CEC ; exprimée en milli-équivalents par 100 g d'argile, la CEC d'un sol est la quantité de cations que celui-ci peut retenir sur son complexe adsorbant à un pH donné) est occupée par des ions sodium (Na), est appelée une smectite sodique, tandis que lorsque plus de 50% de la CEC est occupée par des ions calcium, on parle alors de smectite calcique (l'ion calcium est plus fortement lié que le sodium).

Les smectites recherchées pour remplir une fonction d'étanchéité en confinement des déchets sont souvent des smectites sodiques. Ceci est lié au caractère fortement «hydratable» de l'ion sodium qui, en présence d'eau, s'entoure de molécules d'eau et fait gonfler la smectite, créant ainsi une structure analogue à un gel, de très faible perméabilité à l'eau. C'est cette propriété qui est exploitée dans les géosynthétiques bentonitiques (GSB) à base de smectite sodique pour créer des structures d'étanchéité (Guyonnet et al, 2006).

Des molécules d'eau sont donc susceptibles de s'insérer dans les espaces interfoliaires dont la quantité dépend du cation compensateur principalement et de l'humidité relative de l'air inclus qui confère aux smectites le nom d'argiles gonflantes.

Les gisements de bentonite sodique naturelle sont rares. Les principaux sont situés dans le Wyoming aux Etats-Unis notamment autour de Fort Benton, c'est d'ailleurs pour cela que le nom commercial de ces argiles est Bentonite terme utilisé à la place de smectite. Il existe d'autres gisements dans d'autres pays comme en Inde ou en Iran. C'est pour pallier cette rareté que les fabricants de bentonite mélangent de la bentonite calcique avec des cendres volcaniques de composition générale NaHCO₃ afin de forcer le remplacement du cation compensateur calcium par le cation compensateur sodium. On parle alors de bentonite calcique activée, ou de bentonite sodique activée, ou encore de bentonite calcique activée au sodium (traduction rigoureuse de l'appellation anglo-saxonne « sodium-activated calcium

bentonite » qui présente l'avantage d'évoquer le matériau d'origine ainsi que le procédé industriel d'activation, d'après Guyonnet et al, 2006), c'est ce dernier terme que nous utiliserons dans la suite et nous utiliserons l'abréviation BCAS.

- **Illite :**

Les illites sont composées de feuillets chargés négativement. Cette charge négative est globalement plus élevée que pour les smectites. Elle est compensée par des ions potassium (K^+). Cet ion compensateur est la principale différence avec les smectites puisque ce cation n'est que très faiblement échangeable (la CEC de l'illite est donc très faible). Pour ce qui est de l'hydratation, cette famille se comporte plutôt comme la kaolinite, l'espace interfoliaire ne s'hydrate pas, l'illite est donc comme la kaolinite qualifiée d'argile non gonflante.

3.2.2. Traitement d'un matériau

Pour améliorer le comportement hydraulique d'un matériau naturel, la solution de traitement la plus couramment retenue passe par un ajout d'argile, (généralement de la bentonite, Saiad, 1993; Didier et Cavalcante Rocha., 1996). L'ajout de quelques pourcents de bentonite permet effectivement de diminuer nettement la conductivité hydraulique d'un matériau (voir Figure 3-8).

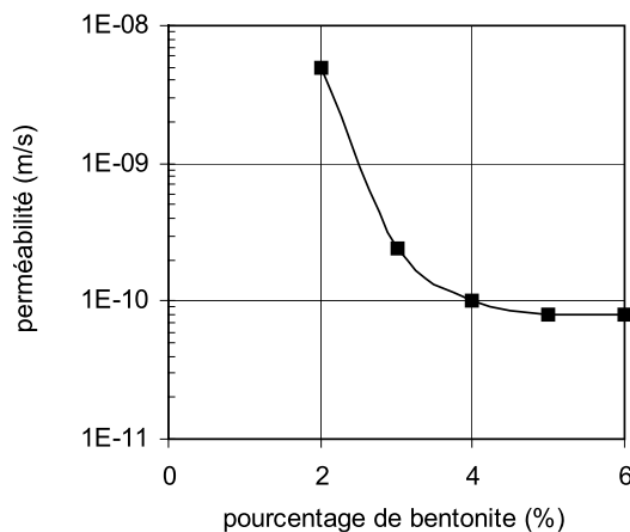


Figure 3-8 : Relation entre la conductivité hydraulique et la teneur en bentonite (Didier et Cavalcante Rocha, 1996)

Dans l'étude menée par Agus et al (2010) les essais Proctor montrent également que l'ajout de bentonite diminue, pour un compactage à l'énergie du Proctor normal, le poids volumique sec d'un mélange mais nécessite une teneur en eau supérieure à celle de l'optimum Proctor normal (voir Figure 3-9 et Tableau 3-1). Il est à noter que les taux de traitement utilisés dans cette étude sont très élevés.

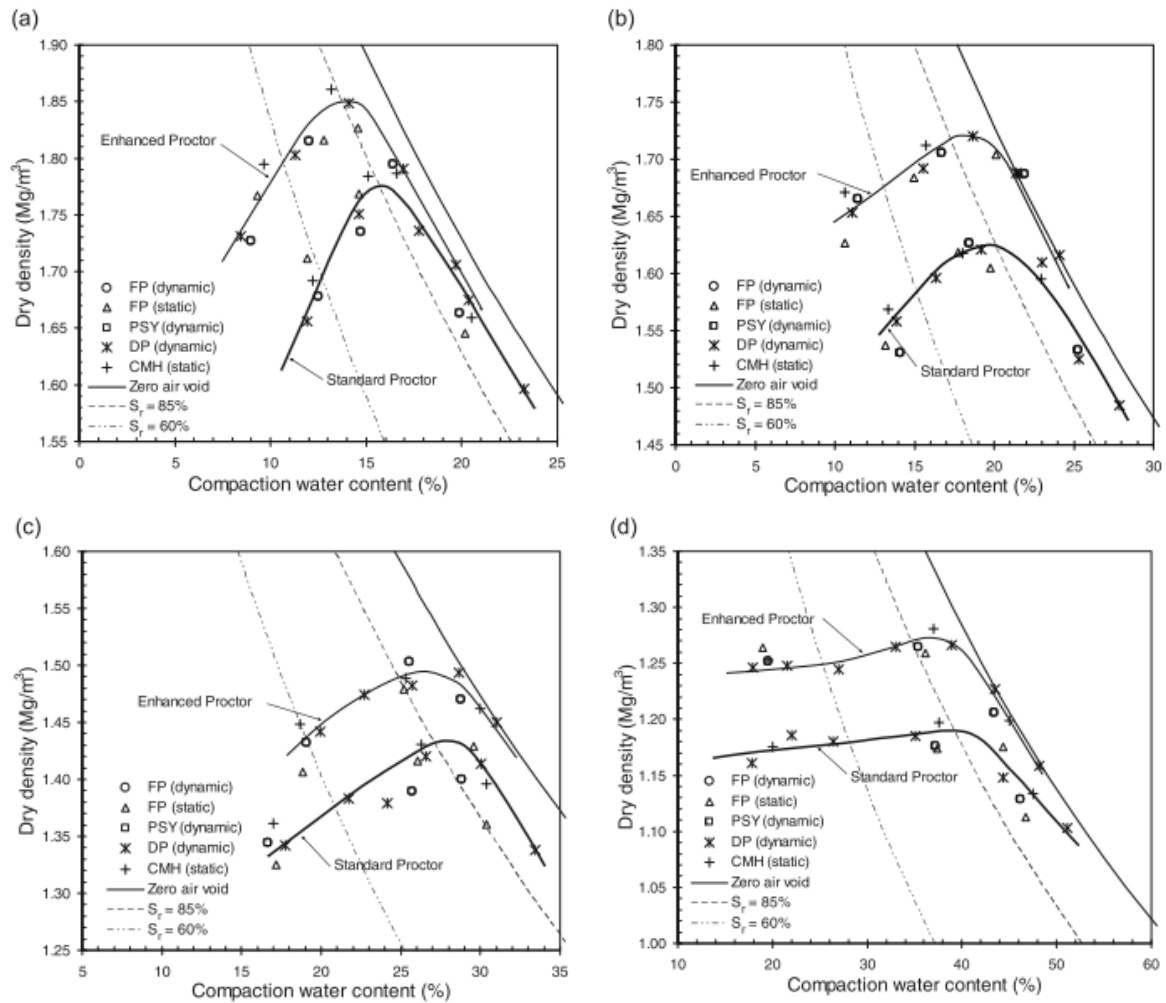


Figure 3-9: Courbe Proctor d'un sable traité à la bentonite à différents taux (a) 30% - (b) 50% - (c) 70% et (d) 100% d'après Agus et al (2010)

Tableau 3-1: Teneur en eau optimum et poids volumique maximum de mélanges sable-bentonite d'après Agus et al (2010)

Proctor	Optimum water content, w_{opt} (%)	Maximum dry density, $\rho_{d \max}$ (Mg/m^3)
Bentonite 30%, sand 70%		
Standard	16	1.775
Enhanced	14	1.850
Bentonite 50%, sand 50%		
Standard	20	1.625
Enhanced	18.6	1.720
Bentonite 70%, sand 30%		
Standard	28	1.435
Enhanced	26.8	1.495
Pure bentonite		
Standard	40	1.189
Enhanced	37	1.275

Komine (2004) trouve que l'ajout de bentonite sodique dans un sable permet à l'optimum Proctor normal, d'augmenter le poids volumique sec du matériau jusqu'à un taux de traitement de 30%. Ensuite l'ajout de bentonite fait diminuer ce poids volumique (voir Tableau 3-2)

Tableau 3-2: Caractéristiques Proctor de mélange sable bentonite d'après Komine (2004)

Bentonite content (%)	Average soil-particle density (Mg/m ³)	Maximum dry density (Mg/m ³)	Optimum water content (%)
5	2.67	1.61	19.4
10	2.68	1.64	17.6
20	2.69	1.68	17.0
30	2.70	1.72	14.6
50	2.73	1.66	17.5

Une étude comparative a été menée par Couradin et al (2008) sur les résultats de mesures de conductivité hydraulique pour un matériau traité par 9 adjuvants (8 bentonites et 1 kaolinite).

Les mesures de conductivité hydraulique ont été réalisées au perméamètre à parois rigides suivant la norme NF X 30-441 pour trois concentrations d'adjuvant. Ensuite, si nécessaire une quatrième mesure a été réalisée avec une concentration ajustée permettant de s'approcher au mieux de la conductivité hydraulique réglementaire pour les barrières passives des installations de stockage de déchet qui est $k = 10^{-9}$ m/s.

Les adjuvants qui ont été utilisés dans le cadre de l'étude de Couradin et al (2008) sont :

- des bentonites calciques naturelles (échantillons notés F_V et F_Z),
- des bentonites calciques naturelles activées en sodium (échantillons notés F9, S, S8, T, V et V6),
- une kaolinite (échantillon noté P).

La bentonite V6 se distingue de la bentonite V par un apport supplémentaire d'ions sodium.

Les adjuvants sont ajoutés au matériau (Sm) choisi pour l'étude (mais non défini explicitement), les échantillons sont compactés à l'énergie Proctor normal. Les couples de valeurs des teneurs en eau et des densités sèches des différents échantillons sont rapportés à la Figure 3-10. Globalement l'ajout des adjuvants permet d'augmenter le poids volumique sec du sol traité, par rapport au sol initial, à l'énergie du Proctor normal.

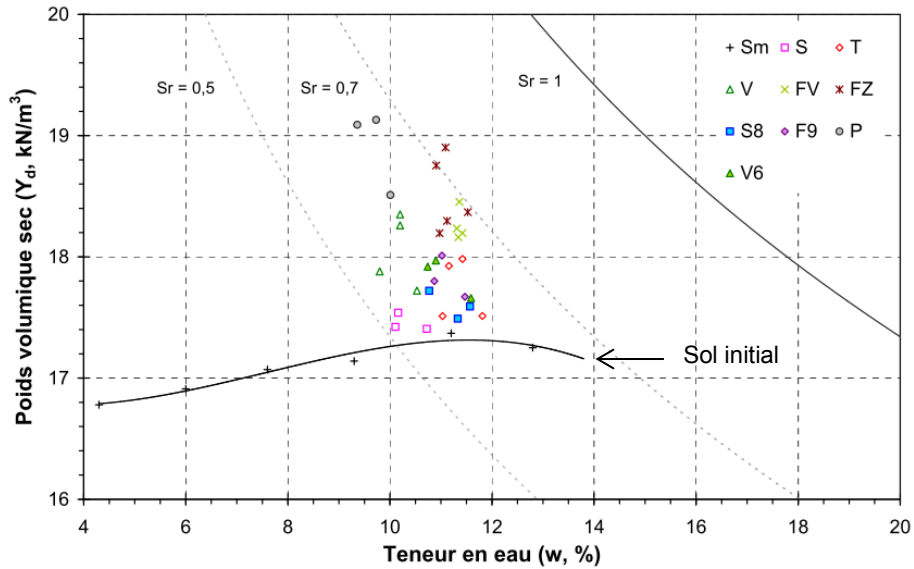


Figure 3-10: Courbe Proctor normal du matériau Sm et couple humidité – densité des différentes éprouvettes (Couradin et al., 2008)

La Figure 3-11 montre l'évolution de la conductivité hydraulique (k en m/s) des échantillons en fonction de leur concentration (c , %) en adjuvant. Le matériau initial compacté à l'énergie Proctor normal (sans aucun adjuvant) avait une conductivité hydraulique mesurée de $k = 1,6 \times 10^{-5}$ m/s. L'ajout de bentonite diminue considérablement la conductivité hydraulique du matériau. Le critère d'une conductivité hydraulique de 10^{-9} m/s est atteint avec les bentonites calciques naturelles (F_V et F_Z) pour des concentrations respectivement de 15,5% et 19,5%. Les bentonites calciques naturelles activées en sodium ($F9$, S , $S8$, T , V , $V6$) permettent d'atteindre ce critère de 10^{-9} m/s mais pour des concentrations en adjuvant plus faibles (de 3% à 9%, voir Figure 3-11).

En ce qui concerne l'ajout de kaolinite, la conductivité hydraulique du matériau ainsi traité voit sa conductivité hydraulique chuter faiblement et ne pas atteindre le seuil des 10^{-9} m/s, malgré une concentration en adjuvant de plus de 20%.

L'activation renforcée d'une bentonite n'apporte pas systématiquement une diminution de la conductivité hydraulique plus importante (cf. V et $V6$ de la Figure 3-11).

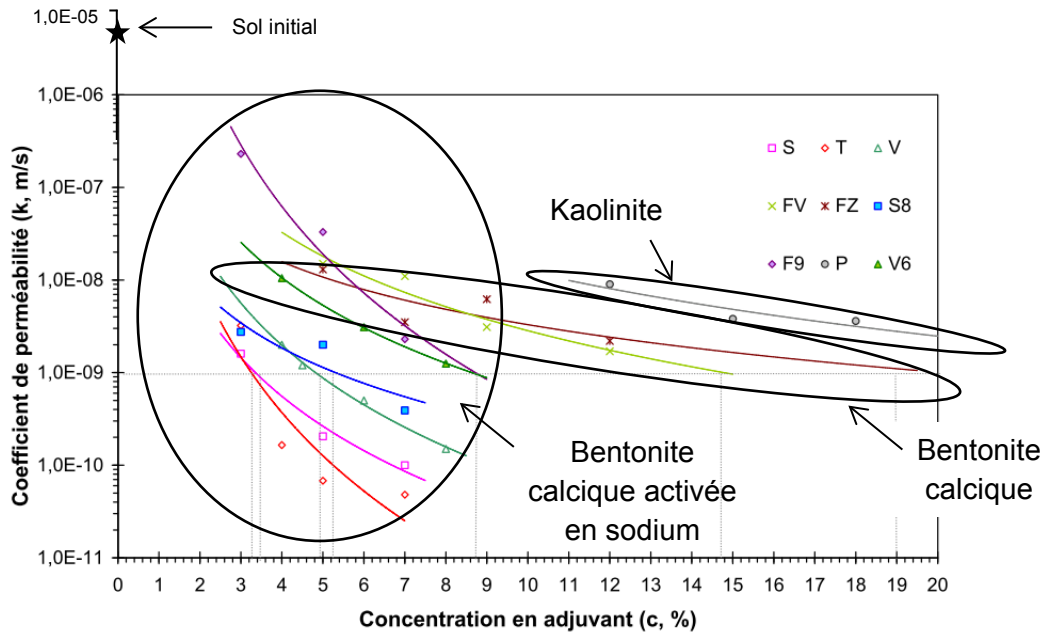


Figure 3-11 : Evolution de la conductivité hydraulique des mélanges en fonction de la concentration en adjuvant (Couradin et al., 2008)

Dans l'étude présentée, il est tenté de trouver une corrélation avec l'évolution de la VBS. La Figure 3-12 présente les résultats des mesures de VBS sur les échantillons testés. L'évolution de la VBS est linéaire avec l'augmentation de la concentration en adjuvant. Cette caractéristique permet d'envisager de pouvoir contrôler en phase travaux, si l'apport en adjuvant est conforme, en réalisant un essai VBS (en ayant au préalable calibré la VBS du matériau mélangé avec l'adjuvant).

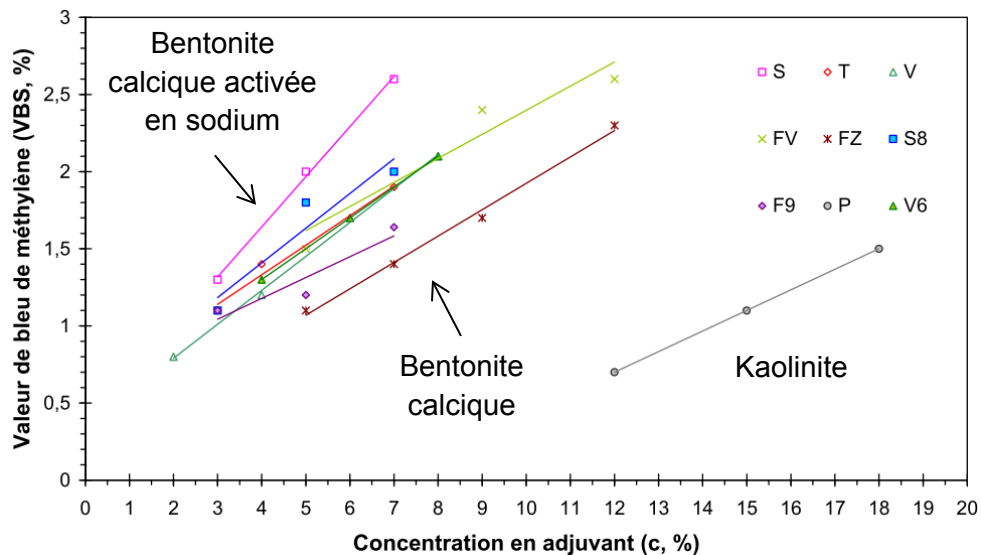


Figure 3-12 : Evolution de la VBS en fonction de la concentration en adjuvant (Couradin et al., 2008)

La VBS est supérieure pour un ajout de bentonite calcique activée en sodium par rapport à celle mesurée pour un ajout de bentonite calcique à un même pourcentage d'adjuvant.

Dans son étude Ait Saadi (2003) réalise des mesures de conductivité hydraulique sur un matériau (non défini explicitement) compacté à l'énergie Proctor normal et à l'énergie Proctor modifié. Les résultats montrent, pour une valeur cible de conductivité hydraulique

(généralement 10^{-9} m/s), que le matériau compacté à l'énergie Proctor modifié (énergie la plus forte des deux) atteignait cette valeur cible pour un degré de saturation moins fort que pour le même matériau compacté à l'énergie Proctor normal (énergie la plus faible des deux). De plus dans son étude Ait Saadi (2003) montre que l'ajout de 3% de bentonite à son matériau permet d'atteindre la valeur cible avec un compactage à l'énergie Proctor normal (voir Figure 3-13). Dans ce cas, l'ajout de bentonite est faible, mais le sol initial n'est pas un sable comme pour l'étude de Chapuis (2002) mais un matériau fin.

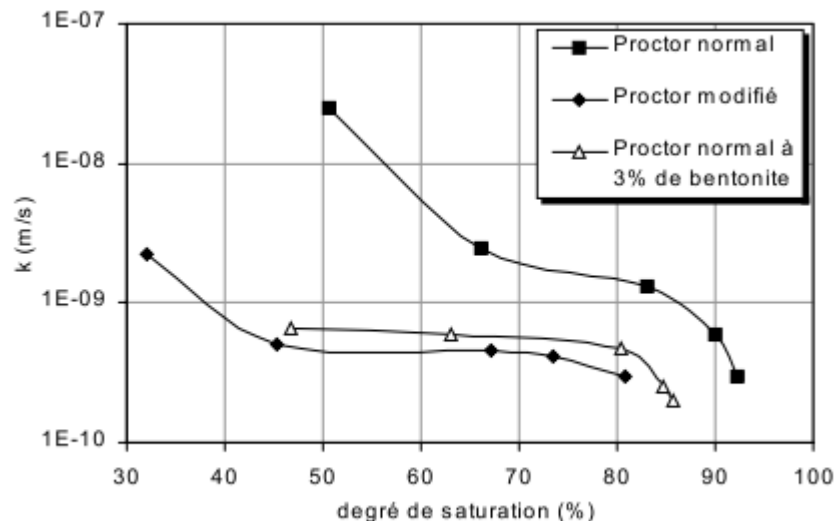


Figure 3-13: Evolution de la conductivité hydraulique en fonction du degré de saturation à la mise en oeuvre, de l'énergie de compactage et d'un traitement à 3% de bentonite (Ait Saadi., 2003)

En 1992 le BRGM de Champagne Ardenne a également publié une étude de traitement à la bentonite, d'un matériau déjà faiblement perméable à l'initial. En effet le matériau initial avait une conductivité hydraulique comprise entre 2×10^{-8} m/s et 1×10^{-9} m/s. Trois taux de traitement ont été réalisés : 4%, 7% et 10% de la masse sèche. Les mesures de conductivité hydraulique ont été faites sur des échantillons compactés à l'énergie Proctor normal pour différentes teneurs en eau. Les résultats de l'étude sont présentés à la Figure 3-14. Ils montrent que les conductivités hydrauliques sont diminuées et comprises entre $1,5 \times 10^{-10}$ m/s et 5×10^{-10} m/s, les résultats les plus faibles étant obtenus pour le taux de traitement le plus élevé. Cependant l'écart entre les résultats des différents taux de traitement apparaît très faible.

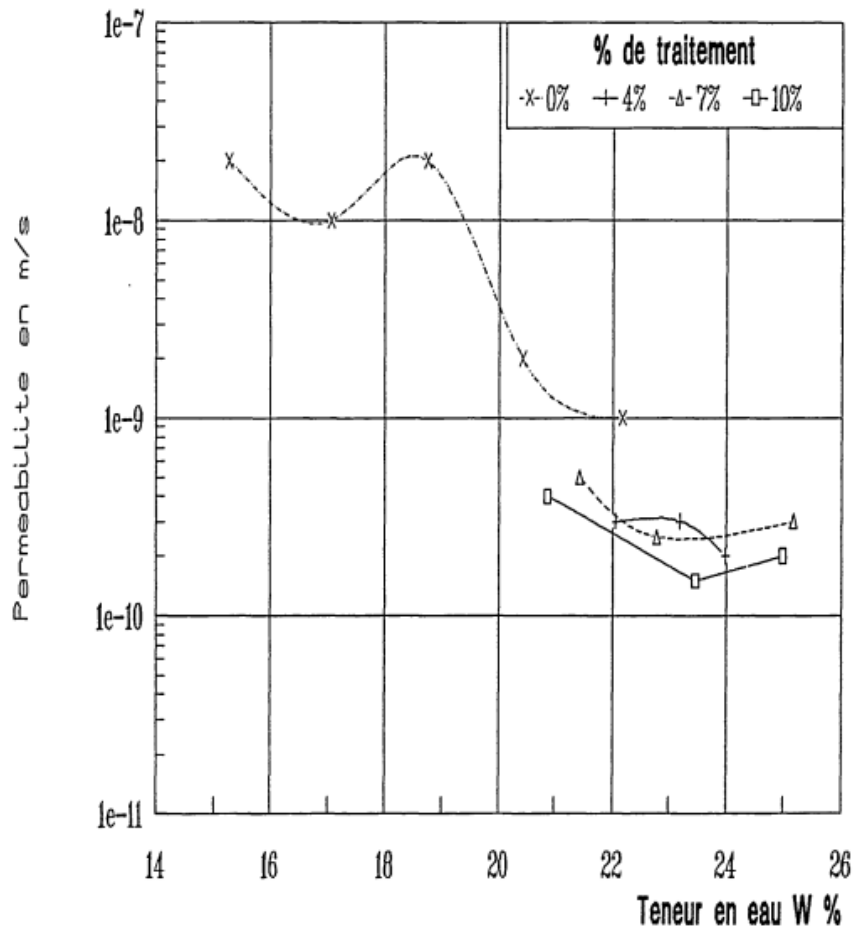


Figure 3-14 : Conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau et du taux de traitement à la bentonite (BRGM, 1992)

Lors de cette étude, deux planches d'essais ont également été réalisées avec le taux de traitement de 7% pour la première et de 10% pour la seconde. Une couche de 30 cm de matériau traité a été mise en œuvre. Les conductivités hydrauliques ont été réalisées in situ par la méthode du Pulse-test PRECI. De plus deux échantillons ont été prélevés sur chaque planche. Leur conductivité hydraulique a été mesurée en laboratoire en suivant le même protocole que celui utilisé pour les premières mesures avant la réalisation des planches d'essais. Les résultats sont présentés dans le Tableau 3-3. Les résultats des mesures de conductivité hydraulique in situ et en laboratoire sont comparables.

Tableau 3-3 : Synthèse des résultats de mesure de conductivité hydraulique en laboratoire et in situ des planches d'essai de l'étude du BRGM (BRGM, 1992)

Taux de traitement	Mesure de conductivité hydraulique in situ	Mesure de conductivité hydraulique au laboratoire
7 %	$3,2 \times 10^{-10} \text{ m/s}$	$1,7 \times 10^{-10} \text{ m/s}$
		$1,9 \times 10^{-10} \text{ m/s}$
10 %	$2,9 \times 10^{-10} \text{ m/s}$	$6,1 \times 10^{-11} \text{ m/s}$
		$9,0 \times 10^{-11} \text{ m/s}$

En conclusion cette étude semble montrer que la caractérisation du traitement en laboratoire du matériau peut être transposée au terrain puisque les résultats des mesures de

conductivité hydraulique in situ et au laboratoire sont comparables pour le traitement à 7% et légèrement plus faible au laboratoire pour le traitement à 10%.

Dans le cas particulier du traitement d'un sable, une étude du mélange sable bentonite a été réalisée par Oren et al (2011). Dans cette étude les courbes Proctor d'un sable traité à 10% puis 20% par une bentonite sodique ont été réalisées. Les conductivités hydrauliques ont été mesurées au perméamètre à parois souples (Chapitre n°6) avec des gradients hydrauliques de 10 à 120. Les résultats montrent que la conductivité hydraulique d'un mélange sable bentonite (SBM) diminue avec l'ajout de bentonite (voir Tableau 3-4 et Figure 3-15). Le Tableau 3-4 présente également l'évolution de la conductivité hydraulique d'une zéolite traitée à la bentonite (une zéolithé, ou zéolite étant un cristal formé d'un squelette microporeux d'aluminosilicate, dont les espaces vides connexes sont initialement occupés par des cations et des molécules d'eau).

Les matériaux utilisés dans cette étude sont donc :

- une zéolite seule : ZBM,
- un mélange de zéolite et de bentonite : xZBM (x étant le pourcentage de la masse totale du mélange en bentonite),
- un mélange de zéolite (45% de la masse totale du mélange), de sable (45% de la masse totale du mélange) et de bentonite (10% de la masse totale du mélange) : ZSBM,
- un mélange de sable et de bentonite : xSBM (x étant le pourcentage de la masse totale du mélange en bentonite).

Tableau 3-4: Résultats des mesures de conductivité hydraulique en fonction des différents mélanges d'après Oren et al (2011)

Sample ID	Description	ρ_{dmax} (Mg/m ³)	w_{opt} (%)	ρ_{dry} (Mg/m ³)	w (%)	PVF	Hydraulic conductivity ($i = 10$) (cm/s)
0% ZBM	100% zeolite	1.044	37.5	nd*	nd*	nd*	nd*
10% ZBM	10% bentonite + 90% zeolite	1.115	40.6	1.113	42.6	2.2	2.8×10^{-7}
				1.119	43.7	1.3	1.9×10^{-7}
20% ZBM	20% bentonite + 80% zeolite	1.123	37.9	1.113	40.2	2.1	1.3×10^{-7}
				1.118	40.2	2.2	2.0×10^{-7}
				1.121	40.5	2.3	1.2×10^{-7}
30% ZBM	30% bentonite + 70% zeolite	1.092	44.8	1.065	47.4	0.37	6.1×10^{-8}
10% ZSBM	10% bentonite + 45% zeolite + 45% sand	1.342	28.6	1.317	33.2	0.65	3.3×10^{-8}
10% SBM	10% bentonite + 90% sand	1.642	18.6	1.630	21.3	0.36	9.3×10^{-9}
20% SBM	20% bentonite + 80% sand	1.594	19.0	1.547	23.8	0.17	3.9×10^{-9}

Note: i , hydraulic gradient; nd*: not determined.

[§]Hydraulic conductivity was determined at a hydraulic gradient of 120.

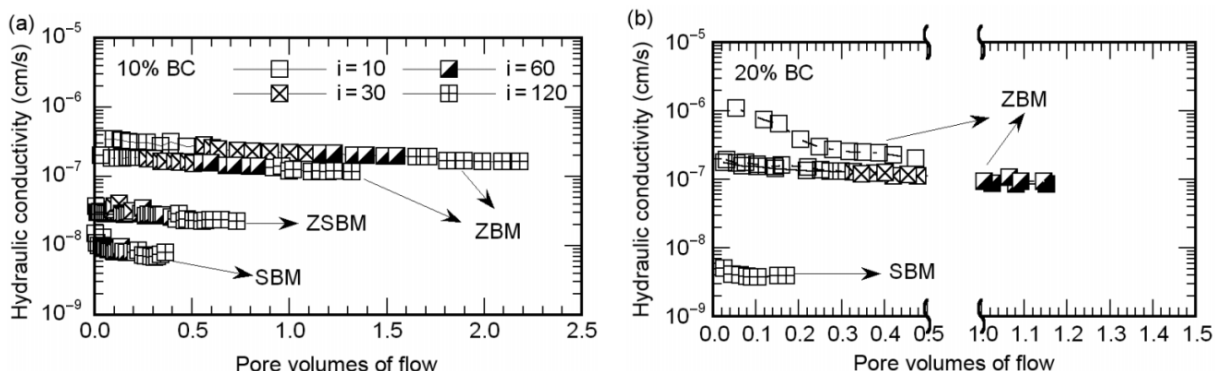


Figure 3-15: Mesure de conductivité hydraulique en fonction de différents mélanges (a) 10% de bentonite et (b) 20% de bentonite Oren et al (2011)

Le Tableau 3-4 et la Figure 3-16 montre que le poids volumique optimum sec du matériau sable + bentonite (SBM) diminue avec l'augmentation de la quantité de bentonite.

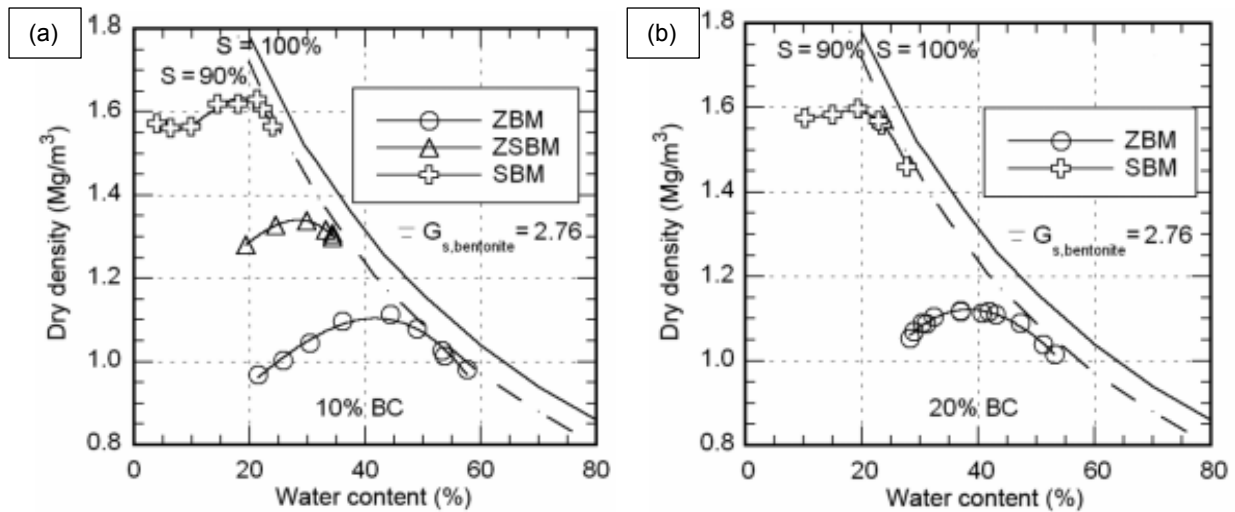


Figure 3-16: Courbe Proctor de mélanges de matériaux traités à la bentonite (a) 10% - (b) 20%, Oren et al (2011), voir Tableau 3-4

Pour certaines classes de sol, une alternative à l'utilisation de bentonite sodique est celle d'une argile naturelle dite non gonflante, riche en kaolinite, contenant aussi généralement de l'illite. Ce type d'argile nécessite un taux de mélange plus important que lors de l'utilisation d'une bentonite, cependant le sol traité aura une meilleure résistance au cisaillement et une moindre sensibilité aux échanges ioniques.

L'étude de Chapuis définit un intervalle de taux de traitement à la bentonite qui doit être compris entre 5% et 15% de la masse sèche du sol (le terme désigne un matériau meuble quelconque de type sable) à traiter. En effet pour un traitement avec un taux inférieur à 5%, la bentonite est lessivée et évacuée avec l'eau qui circule. Lors d'un traitement à la bentonite avec un taux supérieur à 15%, la conductivité hydraulique mesurée est proche de la conductivité hydraulique de la bentonite seule. Les essais de conductivité hydraulique des études de traitement de Chapuis (2002) ont été réalisés suivant deux standards, la norme ASTM (1995) D5856 qui concerne l'essai de conductivité hydraulique au perméamètre à parois rigides (voir chapitre n°6) et la norme ASTM (1990) D5084 pour l'essai de conductivité hydraulique au perméamètre à parois souples (voir chapitre n°6). Le taux de traitement doit donc être compris entre 5% et 15% selon Chapuis (2002) afin que la bentonite reste dans le sol et que la conductivité hydraulique du mélange diminue (Figure 3-17).

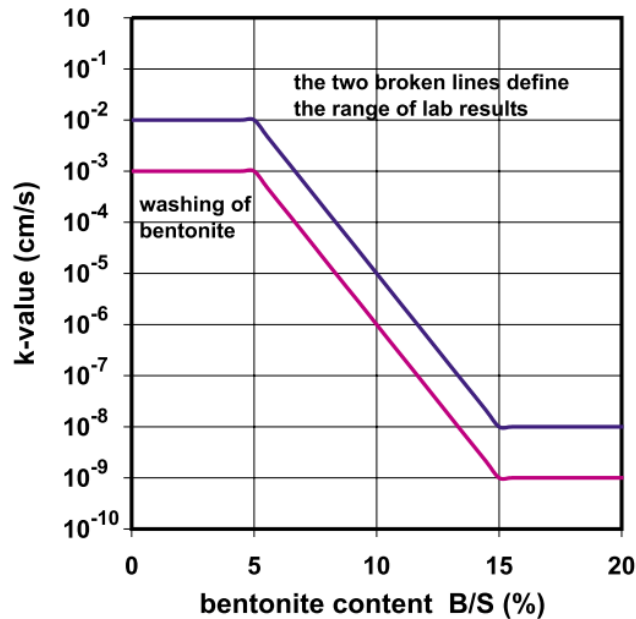


Figure 3-17: Conductivité hydraulique en fonction du taux de traitement à la bentonite d'un sable, Chapuis (2002)

Une étude menée par Gueddouda et al (2015) sur un sable de dune présenté à la Figure 3-18 montre l'évolution de la conductivité hydraulique en fonction du taux de traitement à la bentonite et de la contrainte de confinement de l'échantillon.

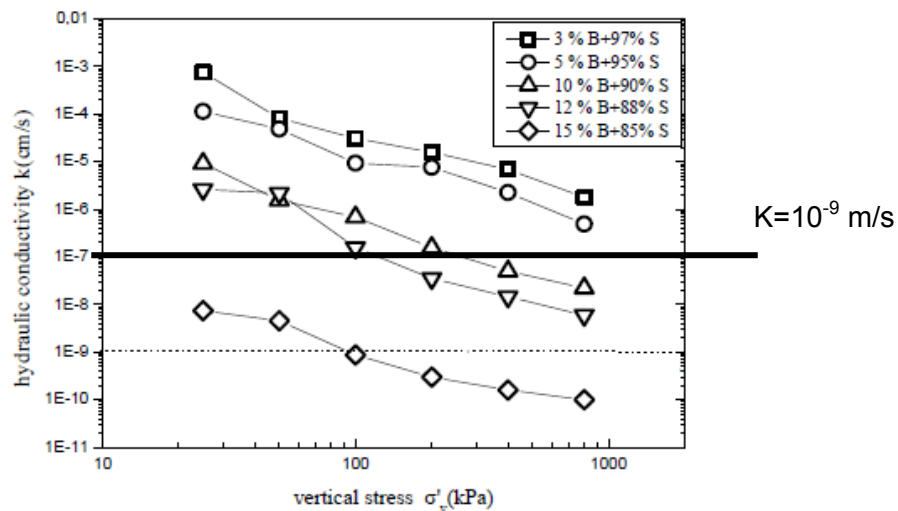


Figure 3-18 : Evolution de la conductivité hydraulique en fonction du taux de traitement à la bentonite et de la contrainte de confinement (Gueddouda et al, 2015)

3.3. Evolution du traitement dans le temps

3.3.1. Echange cationique

Une étude de vieillissement de la bentonite sodique a été réalisée par Touze-Foltz et al., (2013). Cette étude a consisté à mesurer la conductivité hydraulique et la capacité de gonflement d'une bentonite sodique mise en œuvre dans un GSB sur une couverture d'installation de stockage de déchets après 10 ans de fonctionnement. Les résultats ont

montré que la bentonite sodique s'était transformée en bentonite calcique par échanges cationiques avec le sol sus-jacent. De ce fait son pouvoir gonflant a fortement diminué et sa conductivité hydraulique a augmenté (mesurée à 10^{-6} m/s et 10^{-7} m/s). La conclusion de cet article est que la perte d'efficacité de la bentonite est due aux échanges cationiques, mais également et surtout à la trop faible épaisseur de confinement qui était de 0,5 m. Depuis 2010, l'épaisseur minimale de confinement devant être mise en œuvre au-dessus d'un GSB situé en couverture préconisé par le Comité Français des Géosynthétiques est de 1 m.

L'influence du ratio Ca/Na a été étudiée par Ebina et al (2004). Dans cette étude 16 échantillons d'argile contenant naturellement de la bentonite ont été étudiés. Les conductivités hydrauliques sont mesurées au perméamètre à parois souples. Les résultats montrent que la conductivité hydraulique des échantillons augmente avec l'augmentation du ratio Ca/Na.

3.3.2. Cycles saturation-séchage

Une étude de Malusis et al (2011) montre que la conductivité hydraulique d'un mélange sable fin propre et bentonite augmente lorsque le matériau est soumis à plus de trois cycles de séchage humidification. Cette augmentation pouvant être d'un facteur de 500 à 10000 pour des échantillons séchés par une succion supérieure à 150 kPa.

Dans cette étude deux mélanges sont étudiés, tous deux composés du même sable fin et propre auquel est ajoutée la bentonite, 2,7% de la masse sèche de sable et dans l'autre 5,6%. Les courbes granulométriques du sable et de la bentonite sont données dans la Figure 3-19.

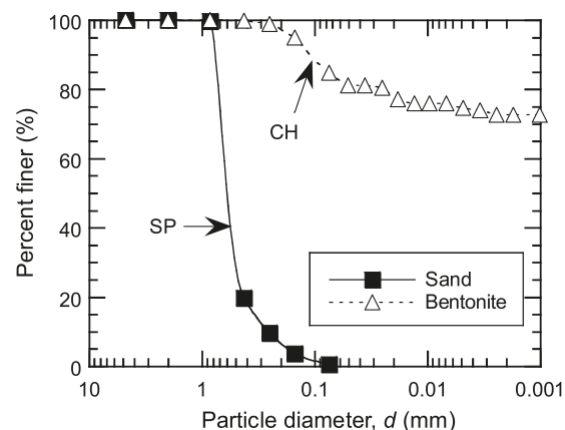


Figure 3-19: Courbes granulométriques du sable et de la bentonite (Malusis et al 2011)

Une fois le sable et la bentonite mélangés, l'échantillon est consolidé sous une contrainte effective de 24 kPa ce qui correspondrait à une profondeur inférieure à 2 m. Les conductivités hydrauliques initiales sont mesurées par un essai à charge variable avec un gradient inférieur à 50.

Le séchage des échantillons est réalisé en appliquant une succion au moyen d'un extracteur (voir Figure 3-20). Des essais ont été réalisés pour différents niveaux de succion allant de 50 kPa à 700 kPa (une succion de 50 kPa permet à l'échantillon d'atteindre une saturation comprise entre 30% et 60%).

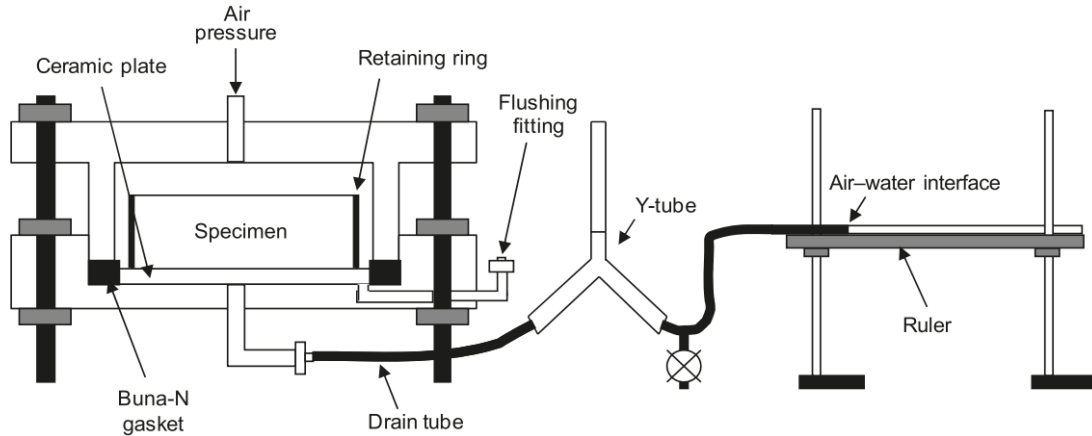
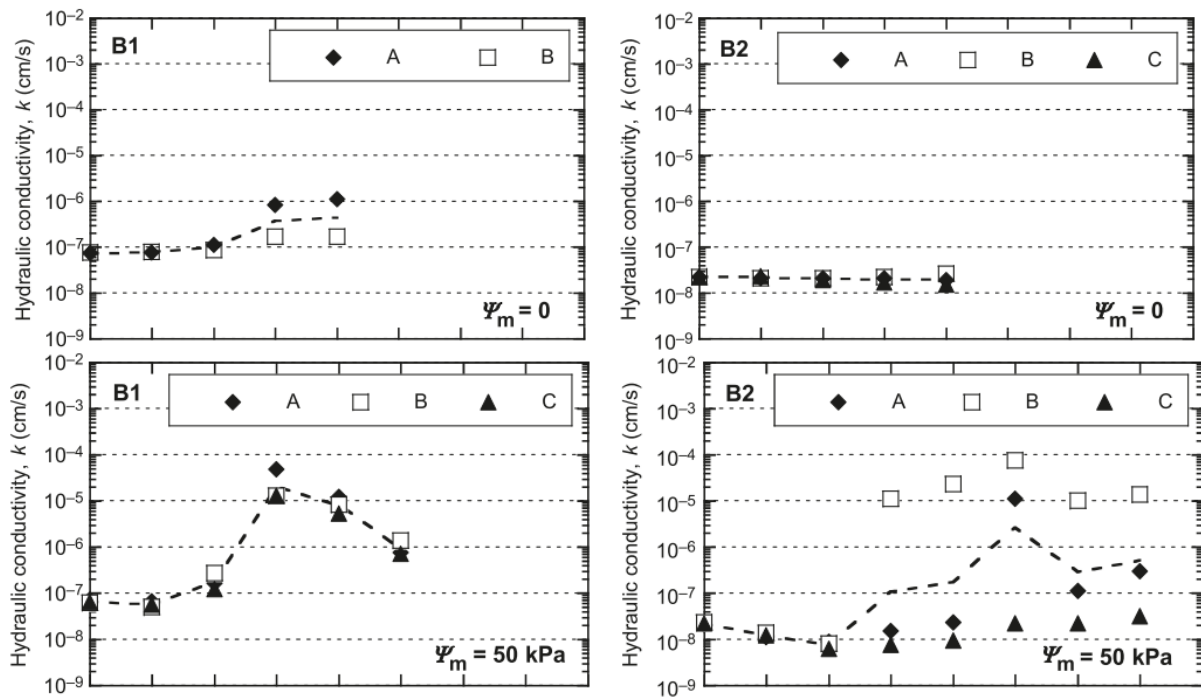


Figure 3-20: Schéma des extracteurs permettant de réaliser la succion afin de sécher les échantillons (Malusis et al 2011)

La ré-humidification des échantillons est réalisée par submersion, toujours sous une contrainte effective de 24 kPa pendant au minimum 24h. La mesure de conductivité hydraulique est alors réalisée par la même méthode que pour la mesure initiale.

Les résultats de cette étude sont présentés à la Figure 3-21, ils montrent que pour une succion Ψ_m de 50 kPa la conductivité hydraulique n'augmente qu'à partir du troisième cycle de séchage, cette augmentation étant d'un facteur 3 à 500. Dès lors que la succion est supérieure à 150 kPa (ce qui correspond à un degré de saturation inférieur à 30%), l'augmentation de la conductivité hydraulique intervient dès le premier cycle, le facteur d'augmentation est compris entre 500 et 10000 en fonction du nombre de cycles et du niveau de succion.



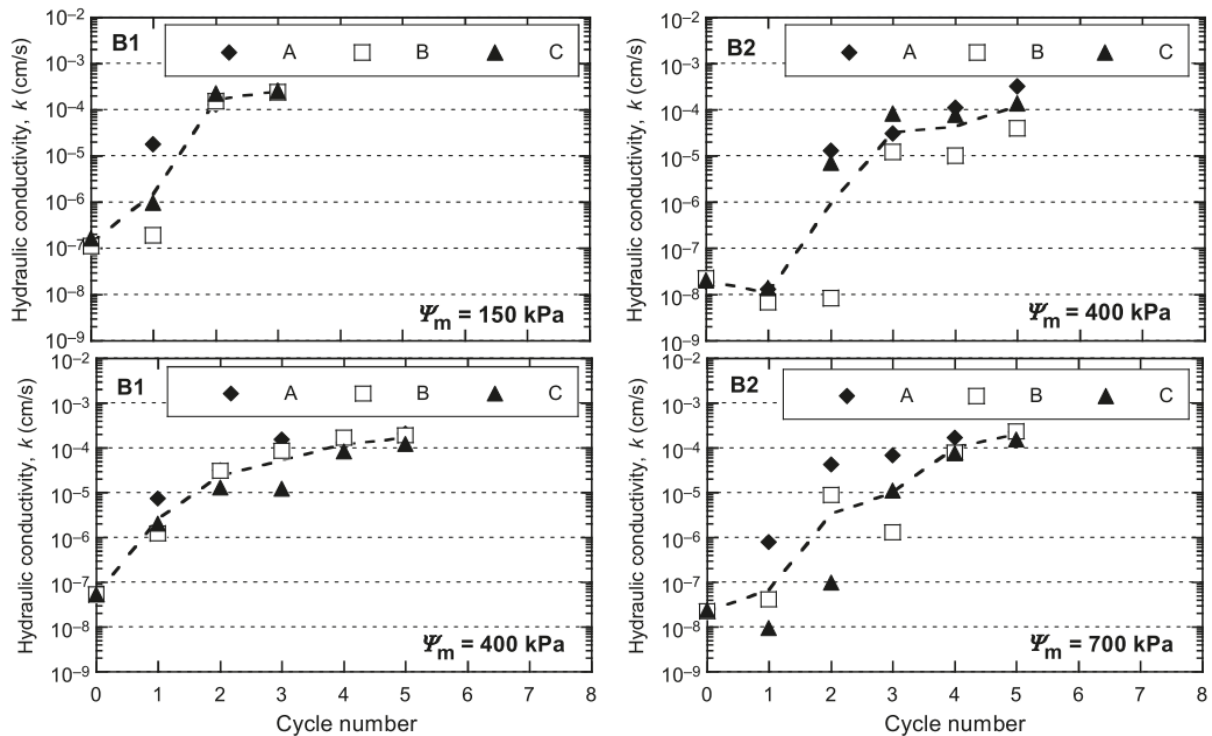


Figure 3-21: Résultats de l'étude de Malusis et al 2011 (A,B,C représentent trois échantillons différents)

Chapuis (2002) indique également que lorsqu'une argile est soumise à un ou plusieurs cycles de séchage humidification sa conductivité hydraulique peut augmenter passant d'une conductivité hydraulique comprise entre 10^{-10} m/s et 10^{-9} m/s à une conductivité hydraulique comprise entre 5×10^{-8} m/s et 3×10^{-5} m/s, ce qui montre l'importance de protéger les couches d'argiles de l'agression des conditions climatiques.

3.4. Mise en œuvre du traitement d'un sol sur site

La préparation d'un mélange sol-bentonite in situ peut être faite en centrale ou par machine (pulvimixeur, malaxeur etc..., Figure 3-22 et Figure 3-23). La méthode de préparation en centrale (Figure 3-24) étant connue pour permettre un mélange très contrôlé et homogène. Les mélanges in situ sont néanmoins toujours moins homogènes que ceux réalisés en laboratoire, la différence entre les deux dépendant de la méthode de mélange, de la variabilité granulométrique du sol et de la variabilité de son poids volumique sec. Le taux de traitement à la bentonite in situ doit donc toujours être strictement supérieur à celui déterminé en laboratoire notamment car au laboratoire il n'y a qu'une fraction du matériau qui est étudiée. Afin d'améliorer la qualité du mélange entre le sol et la bentonite il est préférable qu'elle soit ajoutée sous la forme de poudre fine. Lorsque la couche traitée est traversée par un câble, tube etc... Le scellement de ce point singulier doit être réalisé avec un matériau traité à la bentonite à un taux compris entre 20% et 25% ; ce taux de traitement permettant de maintenir les performances de la couche en cas de contraction ou dilatation du point singulier Chapuis (2002).



Figure 3-22 : Epandeur pour les planches d'essais de cette étude



Figure 3-23 : Pulvimixeur préparant le matériau



Figure 3-24 : Centrale de préparation de matériau sur chantier (Chapuis, 2002)

Chapitre n° 4	CARACTERISATION DE LA COUVERTURE DU CSM
----------------------	--

Le sujet de la thèse se rapporte à l'amélioration des caractéristiques de la couche de limon sableux ("schiste") de la couverture du CSM (Figure 4-1). Une originalité de notre étude, c'est qu'elle est préalable à une possible application en vraie grandeur sur le site. Compte tenu de la grande taille du site et de l'origine du sol non homogène utilisé pour ouvrager cette couverture, on pouvait s'attendre à une certaine variabilité. Il était donc important, malgré la lourdeur de l'opération, de multiplier les prélèvements sur le site afin de se rendre compte de son hétérogénéité éventuelle et de définir un sol type représentatif du sol du site, sol sur lequel différents traitements visant à l'améliorer seront entrepris.

Les prélèvements ont lieu dans la couche de limon sableux, car l'objectif de la thèse est de rendre tout ou partie de cette couche très peu perméable (l'objectif étant d'obtenir une conductivité hydraulique inférieure à $3,3 \times 10^{-10}$ m/s), sur une demi-couche traitée.

4.1. Objectifs et présentation générale de la campagne de reconnaissance

Une campagne de reconnaissance et de prélèvement de matériaux a été réalisée en janvier 2012. Cette campagne de reconnaissance avait pour but de réaliser des sondages permettant le prélèvement de matériaux de la partie supérieure de la couverture (voir Figure 4-1). De plus ces sondages ont été répartis sur la totalité de la couverture afin de caractériser les matériaux correspondants aux trois tranches de réalisation de la couverture du CSM présentées à la Figure 4-2 (les trois tranches correspondent aux trois périodes de réalisation de la couverture, la tranche 1 est la plus ancienne, située le plus au nord, la tranche 3 est la plus récente, située la plus au sud du site). Pour chaque sondage, les prélèvements ont été effectués à deux profondeurs distinctes, un dans les quarante premiers centimètres de la couche de limon sableux (encore appelée couche de "schiste" qui est la dénomination officielle de l'Andra) sous la terre végétale et l'autre dans les 40 cm suivants. Cette méthodologie a été choisie afin de caractériser les matériaux de la couverture du CSM, à deux profondeurs sachant que le traitement ne concernera éventuellement qu'une demi-couche.

Les matériaux prélevés du site ont été transportés au laboratoire afin d'y être identifiés au moyen des essais classiques de géotechnique (classification GTR, norme NFP 11-300, valeur au bleu, granulométrie, limites d'Atterberg, Proctor normal, IPI, CBR, teneur en eau naturelle) et de les caractériser mécaniquement (essais œdométriques, NFP 94-090).

L'accent a été mis sur la réalisation d'un nombre maximal de sondages et de prélèvements sur les deux semaines (10 jours ouvrés) de mise à disposition des moyens matériels et humains de VINCI Construction Terrassement, en janvier 2012.

Pour rappel, la couverture du CSM est composée de haut en bas de (voir Figure 4-1):

- une couche de terre végétale de 15 à 30 cm d'épaisseur,
- une couche de limon sableux de 1 m à 1,4 m d'épaisseur,
- une couche de sable de 20 cm d'épaisseur,
- une géomembrane bitumineuse,
- une couche de sable de 20 cm d'épaisseur,
- une couche de forme en limon sableux d'épaisseur variable.

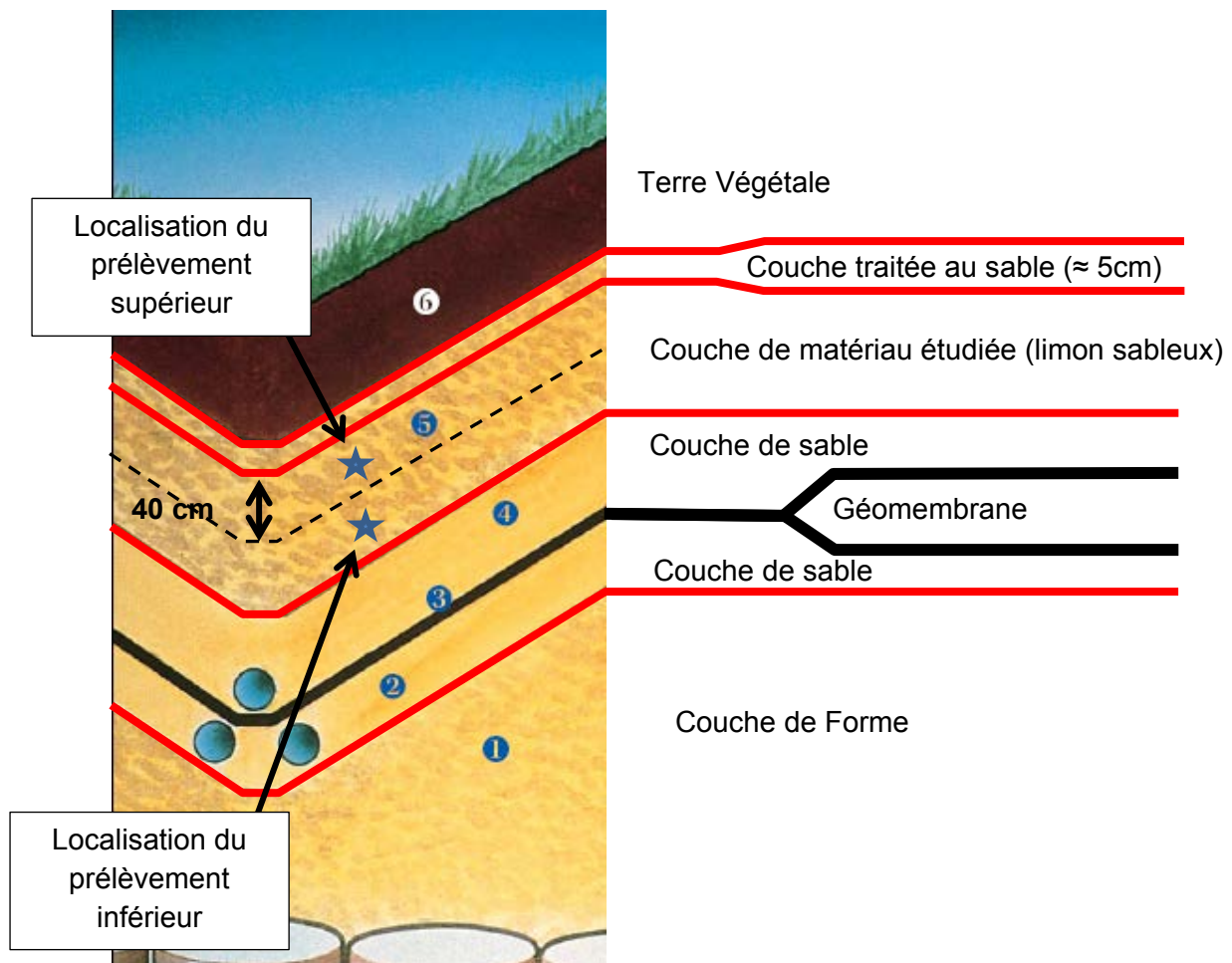


Figure 4-1 : Rappel de la coupe type de la couverture du CSM et positionnement des deux prélèvements par sondage.

La campagne de reconnaissance s'est déroulée du 9 janvier 2012 au 20 janvier 2012. Elle a consisté à ouvrir 50 puits de reconnaissance à la pelle, à prélever les échantillons et à refermer 40 de ces puits. En complément, une seconde phase, du 23 janvier 2012 au 27 janvier 2012, a permis la réalisation à titre expérimental de 10 essais de mesure de la conductivité hydraulique en place, un dans chacun des puits de reconnaissance non refermés la semaine précédente (voir § 4.6)

L'accent de cette campagne a été porté sur le toit puisqu'il représente la plus grande part de la couverture. Néanmoins, des prélèvements ont également été effectués en talus.

Les cinquante puits de reconnaissance (voir Figure 4-3) réalisés sur l'ensemble de la couverture sont disposés :

- 44 en toit de couverture, avec au minimum un prélèvement effectué sur chaque panneau,
- 6 en talus périphérique.

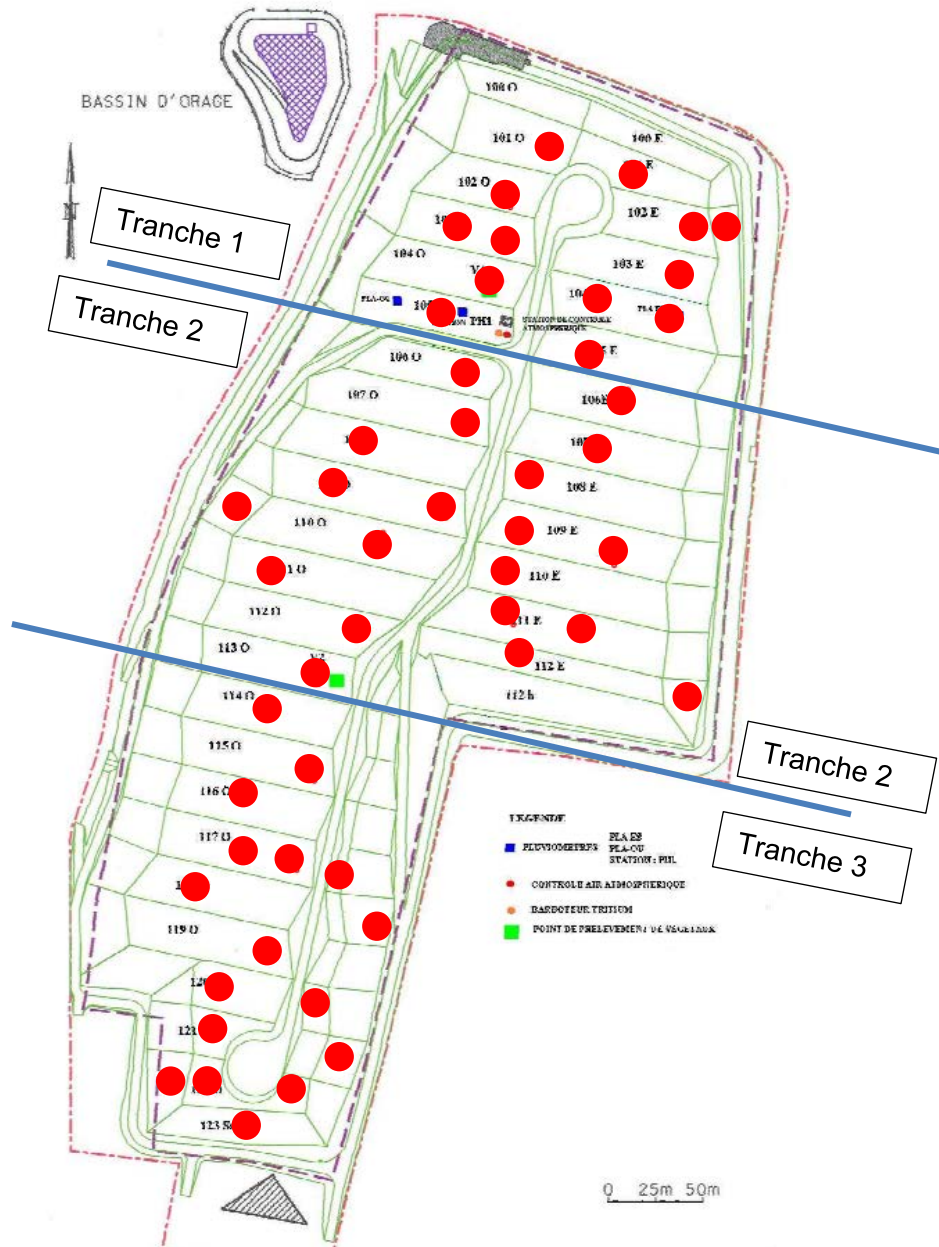


Figure 4-2 : Positionnement des 50 puits de reconnaissance sur la couverture du CSM



Figure 4-3: Puits de reconnaissance réalisés lors de la campagne de janvier 2012 sur la couverture du CSM

La couverture du CSM ayant été réalisée en trois tranches (phase de réalisation de la couverture, cf chapitre 2.2 et Figure 4-2), les résultats des essais sont également présentés en trois tranches. Ainsi l'ensemble des résultats des échantillons prélevés sur la partie la plus ancienne sont regroupés dans la tranche 1, ceux prélevés sur la seconde phase de réalisation de la couverture sont regroupés dans la tranche 2 et enfin les résultats des échantillons prélevés sur la zone de la dernière phase de réalisation de la couverture sont regroupés dans la tranche 3. Les matériaux composant les tranches 1 et 2 proviennent des excavations réalisées à la construction du site de l'usine voisine et de la construction du CSM. Les matériaux de la tranche 3 sont d'origine différente et viennent d'une carrière.

Dans chacun des cinquante puits de reconnaissance réalisés (voir Figure 4-2), deux échantillons ont été prélevés de 50 kg en moyenne, un dans la première moitié de la couche de limon sableux supérieure et l'autre dans la seconde plus profonde (voir Figure 4-1).

Ainsi au total 100 échantillons ont été collectés et caractérisés en laboratoire (granulométrie, teneur en eau, indice de plasticité, valeur au bleu et Proctor). Lors du prélèvement des échantillons sur le site, un premier tri des éléments a été réalisé visuellement. Les éléments les plus gros (supérieurs à 150 / 200 mm) ont été écartés à la main.

4.2. Essais de caractérisation effectués

- Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique consiste à déterminer la distribution massique de la taille des particules constituant un sol. Deux méthodes normées existent pour permettre cette détermination. Elles sont utilisées en fonction de la taille des éléments constitutifs du sol à étudier. Ainsi la détermination de la granulométrie d'un sol composé d'éléments fins et grossiers sera réalisée en utilisant les deux méthodes citées dans la suite.

La méthode par tamisage (NF P 94-056) est réalisée sur la partie du sol dont les éléments sont de taille supérieure à 80 μm . Dans cette étude la méthode par tamisage a été réalisée après lavage du sol afin de bien séparer les particules de sol les plus fines.

La méthode par sédimentation (NF P 94-057) permet de déterminer la distribution massique des éléments inférieurs à 80 μm .

Le coefficient d'uniformité (encore appelé coefficient de Hazen) est déterminé par le rapport du diamètre des grains correspondant à 60% de tamisat (ce qui passe à travers le tamis) et le diamètre des grains correspondant à 10% de tamisat ([4-1]). Un sol dont le coefficient d'uniformité est inférieur à 2 est dit à granulométrie uniforme (ou serrée) alors qu'un sol dont le coefficient d'uniformité est supérieur à 3 est dit à granulométrie étalée.

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad [4-1]$$

avec :

C_u : Coefficient d'uniformité ou de Hazen

d_x : Diamètre des grains correspondant à un tamisat en masse de x%

Le coefficient de courbure c_z ([4-2]) indique si le sol est bien gradué ($1 < c_z < 3$) ou mal gradué (un sol est dit mal gradué si une fraction du sol prédomine sur l'autre, ($c_z < 1$ ou $c_z > 3$)).

$$c_z = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \times d_{60}} \quad [4-2]$$

avec :

c_z : coefficient de courbure

d_x : Diamètre des grains correspondant à un tamisat en masse de x%

- VBS :

La valeur au bleu de méthylène (NF P 94-068) permet de caractériser la quantité et l'activité de la fraction argileuse d'un sol. Les essais de valeur au bleu sont réalisés sur la fraction 0/5 mm du sol. Cet essai consiste à mesurer la quantité de bleu de méthylène qu'est capable d'adsorber un sol, cette quantité étant directement dépendante de la surface spécifique du sol et donc de la fraction argileuse inférieure à 2 μm .

- Limites d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg sont déterminées au moyen de deux essais, l'un permettant de déterminer la limite de liquidité et l'autre la limite de plasticité. Ces essais sont réalisés sur la fraction 0/400 μm . Plusieurs essais permettent d'obtenir la limite de liquidité. Dans cette étude l'essai à la coupelle a été choisi. Les limites d'Atterberg ont été déterminées en suivant la norme NF P 94-051. La détermination des limites d'Atterberg consiste à mesurer les teneurs en eau limites de passage d'un état solide à plastique (limite de plasticité w_p) et d'un état plastique à liquide (limite de liquidité w_l , Figure 4-4).

L'indice de plasticité I_p peut être calculé suivant la formule [4-3]. L'indice de plasticité caractérise l'argilosité d'un sol. Plus la fraction 0/400 μm est importante, plus les résultats de la mesure sont représentatifs du matériau

Si la proportion de la fraction 0/400 μm est supérieure à 50% et que l' I_p est supérieur à 12 son interprétation est simple. En revanche elle n'est pas pertinente pour une fraction 0/400 μm inférieure à 35% et une valeur de l' I_p inférieure à 7.

On considère qu'un I_p de 12 est la limite supérieure des sols faiblement argileux, un I_p de 25 est la limite des sols moyennement argileux et un I_p de 40 caractérise la limite entre les sols argileux et les sols très argileux.

$$I_p = w_l - w_p \quad [4-3]$$

avec :

I_p l'indice de plasticité

w_l la limite de liquidité

w_p la limite de plasticité

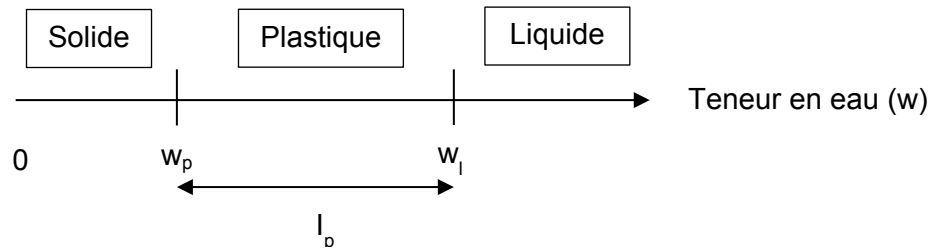


Figure 4-4: Limites d'Atterberg

L'indice de consistance I_c défini à l'équation [4-4] permet de positionner la teneur en eau naturelle du sol par rapport à son indice de plasticité et à sa limite de liquidité. Une valeur de I_c négative traduit un état liquide du matériau à l'état naturel.

$$I_c = \frac{w_l - w}{I_p} \quad [4-4]$$

avec :

I_c l'indice de consistance

I_p l'indice de plasticité

w_l la limite de liquidité

w la teneur en eau naturelle de l'échantillon

L'indice de plasticité comme la VBS sont tous deux utilisés pour caractériser l'argilosité d'un sol. La VBS exprime linéairement l'activité de l'argile contenue dans le sol étudié. Elle peut donc être utilisée systématiquement. L'indice de plasticité doit être, quant à, lui privilégié pour les sols moyennement argileux à très argileux. En effet il existe une longue expérience sur ce paramètre et bon nombre de corrélations. De plus l'indice de plasticité est plus sensible que la VBS pour les sols très argileux. Enfin l' I_p permet de connaître l'intervalle de teneur en eau où le sol est souple et déformable, tout en conservant une résistance au cisaillement suffisante, ce qui est utile pour la conception d'ouvrages en terre.

4.3. Caractérisation granulométrique du limon sableux de la couverture

4.3.1. Analyse granulométrique : T1

Les échantillons de la tranche 1 correspondent à la première phase de réalisation de la couverture. Les matériaux sont les matériaux d'excavation des alvéoles du site. Pour rappel, la géologie de surface de la zone du CSM est composée de trois familles majeures : les schistes à Calymene tristani, le grès armoricain, et les limons des plateaux.

Pour caractériser les matériaux composant la couverture au niveau de la tranche 1, 26 échantillons, correspondant à 13 points de prélèvement, ont été traités au laboratoire. Ainsi pour chaque puits, les deux prélèvements (supérieur et inférieur, voir Figure 4-1) ont été caractérisés.

Pour les 26 échantillons de la tranche 1, les résultats de l'analyse granulométrique sont présentés dans la Figure 4-5. La courbe moyenne ainsi que les courbes enveloppes maximale et minimale sont également présentées sur la Figure 4-5. Les coefficients d'uniformité et de courbure de la courbe moyenne sont présentés dans le Tableau 4-1.

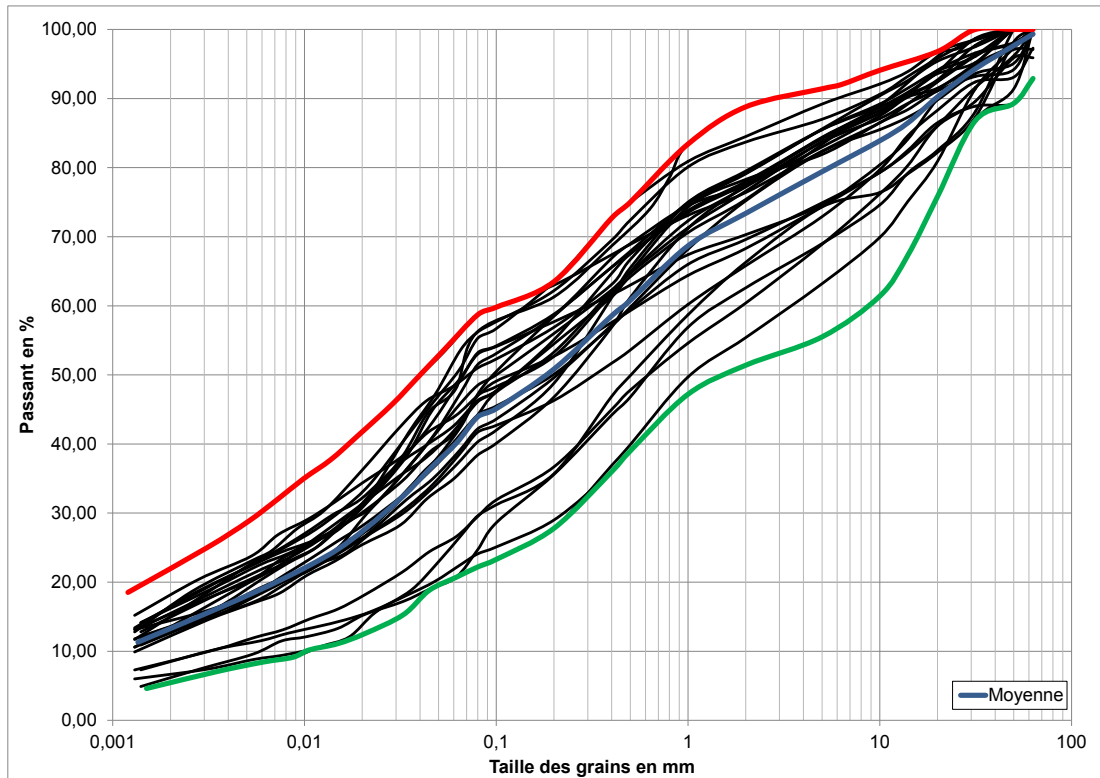


Figure 4-5 : Analyses granulométriques des échantillons de la tranche 1

A l'exception de quelques échantillons, les résultats sont resserrés ce qui montre une certaine homogénéité des matériaux au niveau granulométrique de la Tranche 1. Pour obtenir le passant moyen à un diamètre donné, on effectue la moyenne des passants de tous les échantillons au même diamètre. C'est cette méthode qui est utilisée pour déterminer la courbe moyenne (qui représente donc la moyenne des passants de tous les échantillons de la tranche pour chaque taille de grains). Le passant moyen à 80 μm est de 43,9%, alors que le passant moyen pour les matériaux de la tranche 1 à 2 μm est de 12,8%.

De même les courbes enveloppes sont obtenues en traçant le pourcentage de passant maximum (minimum) pour chaque taille de grains.

Tableau 4-1 : Caractéristiques granulométriques de la tranche 1

	Courbe moyenne	Moyenne pour la demi-couche supérieure	Moyenne pour la demi-couche inférieure
d₆₀ (mm)	0,46	0,53	0,43
d₃₀ (mm)	$2,65 \times 10^{-2}$	$3,00 \times 10^{-2}$	$2,55 \times 10^{-2}$
d₁₀ (mm)	$1,19 \times 10^{-3}$	$1,26 \times 10^{-3}$	$1,17 \times 10^{-3}$
Cu	389	417	359
Cz	1,27	1,36	1,32
Passant 80µm	43,9%	41,7%	46,4%
Passant 2µm	12,8%	12,1%	13,2%

La détermination du coefficient d'uniformité de la courbe moyenne montre que l'ensemble des échantillons a une granulométrie très étalée. La courbe moyenne donne un coefficient de courbure de 1,27 ce qui montre un sol bien gradué ($1 < c_z < 3$).

A noter qu'il n'a pas paru nécessaire de distinguer les prélèvements de la demi-couche supérieure de ceux de la demi-couche inférieure (voir Tableau 4-1 avec les moyennes pour les deux demi-couches comparées aux moyennes globales pour la tranche 1). Et ceci est aussi vrai pour les tranches 2 et 3.

4.3.2. Analyse granulométrique : T2

Les échantillons de la tranche 2 correspondent à la seconde phase de réalisation de la couverture. Les matériaux sont comme les matériaux de la tranche 1, des matériaux d'excavation du site et devraient donc être assez similaires.

Pour caractériser les matériaux composant la couverture au niveau de la tranche 2, 40 échantillons, correspondant à 20 puits de prélèvement, ont été traités au laboratoire.

Pour les 40 échantillons de la tranche 2, les résultats de l'analyse granulométrique sont présentés dans la Figure 4-6. La courbe moyenne ainsi que les courbes enveloppes maximale et minimale sont également présentées sur la Figure 4-6. Les coefficients d'uniformité et de courbure de la courbe moyenne sont présentés sur le Tableau 4-2.

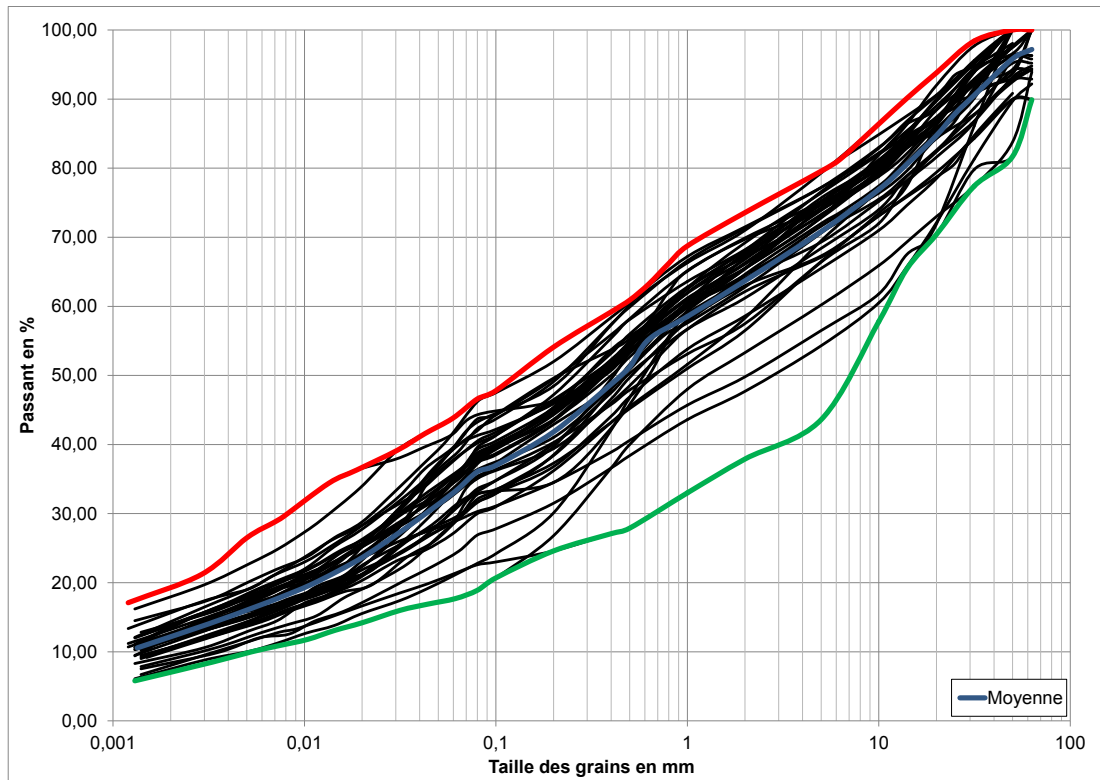


Figure 4-6 : Analyses granulométriques des échantillons de la tranche 2

A l'exception de quelques échantillons, les résultats sont resserrés, ce qui montre une certaine homogénéité des matériaux au niveau granulométrique de la tranche 2. Le passant moyen à 80 μm est de 36,1%, et le passant moyen à 2 μm est de 11,8%.

Tableau 4-2 : Caractéristiques granulométriques de la tranche 2

	Courbe moyenne	Moyenne pour la demi-couche supérieure	Moyenne pour la demi-couche inférieure
d₆₀ (mm)	1,29	1,05	1,55
d₃₀ (mm)	$4,31 \times 10^{-2}$	$4,23 \times 10^{-2}$	$4,43 \times 10^{-2}$
d₁₀ (mm)	$1,27 \times 10^{-3}$	$1,20 \times 10^{-3}$	$1,33 \times 10^{-3}$
Cu	1015	871	1166
Cz	1,14	1,41	0,95
Passant 80μm	36,1%	36,2%	35,8%
Passant 2μm	11,8%	12,2%	11,5%

L'ensemble des échantillons a une granulométrie étalée. La courbe moyenne donne un coefficient de courbure de 1,14 ce qui montre un sol bien gradué.

4.3.3. Analyse granulométrique : T3

Les échantillons de la tranche 3 correspondent à la dernière phase de réalisation de la couverture. Ils ne proviennent pas des matériaux d'excavation du site mais ont été apportés d'une carrière.

Pour caractériser les matériaux composant la couverture au niveau de la tranche 3, 34 échantillons, correspondant à 17 puits de prélèvement, ont été traités au laboratoire.

Pour les 34 échantillons de la tranche 3, les résultats de l'analyse granulométrique sont présentés sur la Figure 4-7. La courbe moyenne ainsi que les courbes enveloppes maximale et minimale sont également présentées sur la Figure 4-7. Les coefficients d'uniformité et de courbure de la courbe moyenne sont présentés dans le Tableau 4-3.

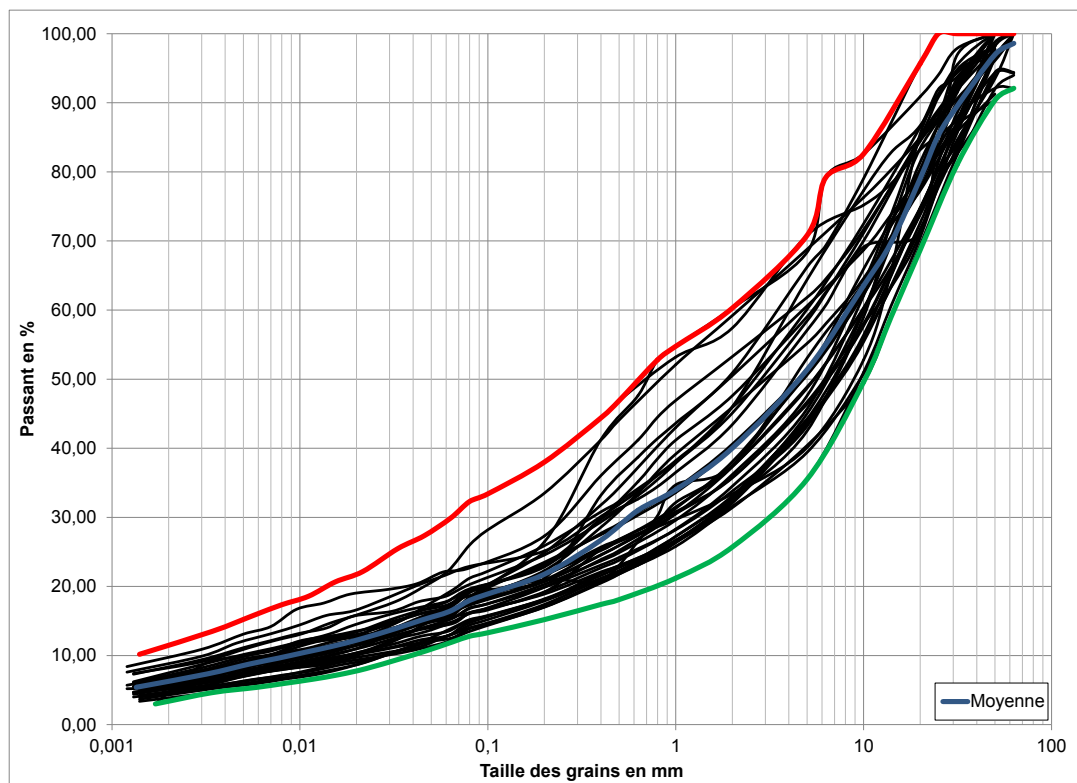


Figure 4-7 : Analyses granulométriques des échantillons de la tranche 3

A l'exception de quelques échantillons, les résultats sont resserrés, ce qui montre une certaine homogénéité des matériaux au niveau granulométrique de la tranche 3. Le passant moyen à 80 μm est d'environ 16,4%, alors que le passant moyen à 2 μm est de 6,1%.

Tableau 4-3 : Caractéristiques granulométriques de la tranche 3

	Courbe moyenne	Moyenne pour la demi-couche supérieure	Moyenne pour la demi-couche inférieure
d_{60} (mm)	8,55	7,36	9,71
d_{30} (mm)	0,58	0,54	0,86
d_{10} (mm)	$8,99 \times 10^{-3}$	$7,05 \times 10^{-3}$	$11,93 \times 10^{-3}$
Cu	950	1043	814
Cz	4,31	5,57	6,37
Passant 80 μ m	16,4%	17,4%	16,2%
Passant 2 μ m	6,1%	6,5%	5,7%

La détermination des coefficients d'uniformité de la courbe moyenne montre que l'ensemble des échantillons a une granulométrie étalée. La courbe moyenne donne un coefficient de courbure de 4,31 ce qui montre un sol mal gradué ($c_z < 1$ ou $c_z > 3$).

4.4. Caractérisation physique du limon sableux de la couverture

4.4.1. Tranche n°1

4.4.1.1. La mesure de VBS

Les résultats des essais au bleu des échantillons de la tranche 1 sont donnés à la Figure 4-8. Cet essai a été réalisé comme pour les analyses granulométriques sur un échantillon provenant de chaque prélèvement pour chaque puits (soit 26 mesures).

Tous les résultats des VBS sont inférieurs à 1,5 indiquant que le sol est de type sablo-limoneux donc peu argileux.

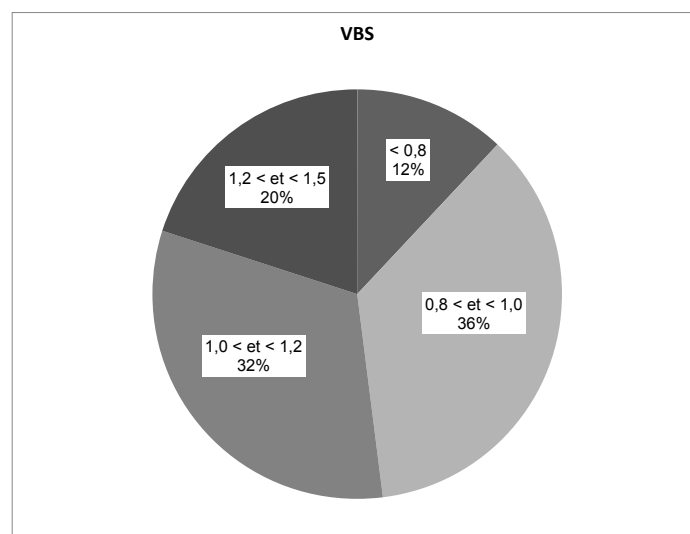


Figure 4-8 : Répartition des valeurs au bleu des échantillons de la tranche 1

4.4.1.2. Limites d'Atterberg et indice de consistance

Les résultats des limites d'Atterberg pour les échantillons de la tranche 1 sont donnés dans la Figure 4-9.

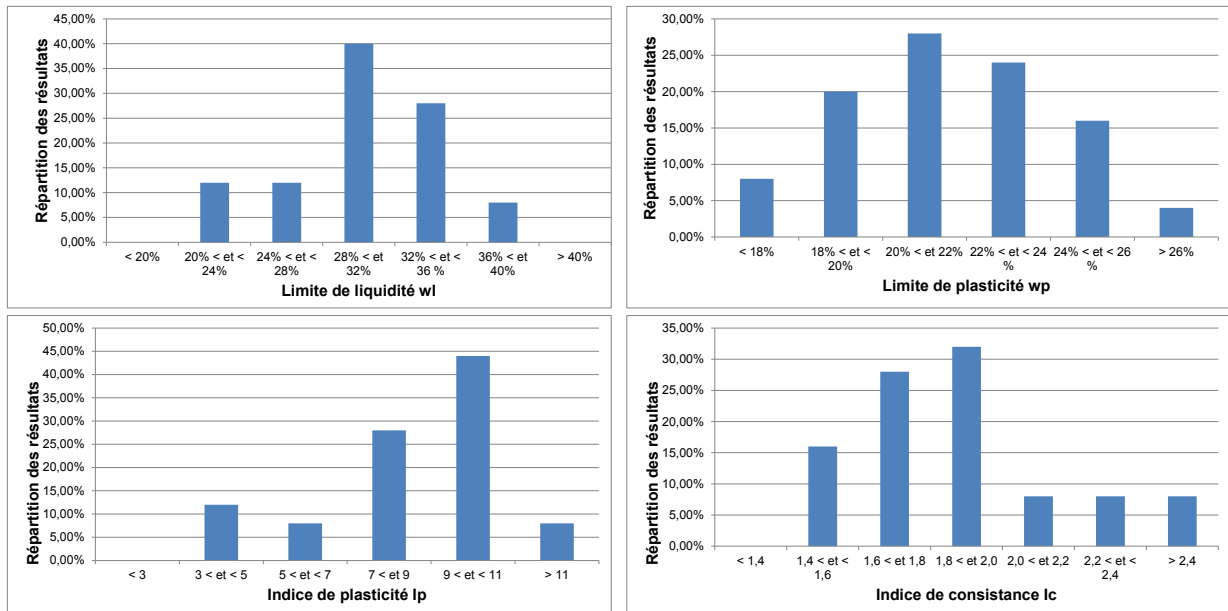


Figure 4-9 : Limites d'Atterberg et indice de consistance des échantillons de la tranche 1

Sur l'ensemble des résultats de la tranche 1, l' I_p maximal est 12 caractérisant donc un matériau faiblement argileux. Ces résultats sont en adéquation avec les VBS qui traduisaient également un sol peu plastique. I_c est calculé à partir des teneurs en eau mesurées sur chacun des échantillons prélevés, valeurs qui seront reprises dans le paragraphe 4.8. L'indice de consistance est lui strictement supérieur à 1 ce qui traduit que le matériau est à l'état ferme à sa teneur en eau naturelle.

4.4.2. **Tranche n°2**

4.4.2.1. La mesure de VBS

Les résultats des essais au bleu des échantillons de la tranche 2 sont donnés à la Figure 4-10.

Tous les résultats des VBS sont inférieurs à 1,5 indiquant que le sol est de type sablo-limoneux donc peu argileux.

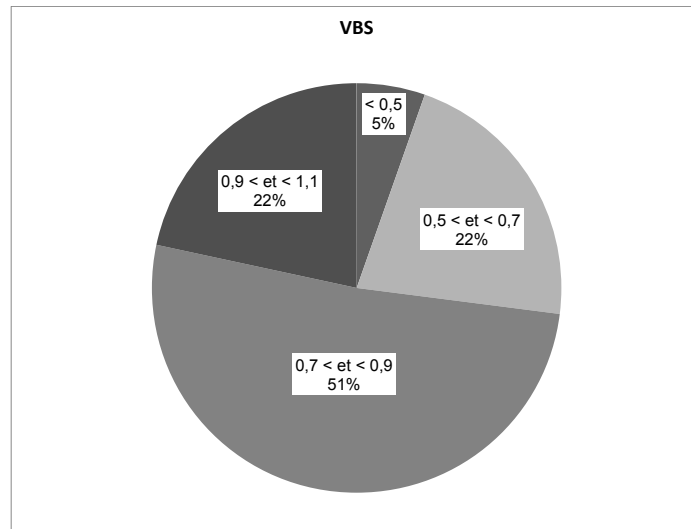


Figure 4-10: Répartition des valeurs au bleu des échantillons de la tranche 2

4.4.2.2. Limites d'Atterberg et indice de consistance

Les résultats des limites d'Atterberg pour les échantillons de la tranche 2 sont donnés dans la Figure 4-11.

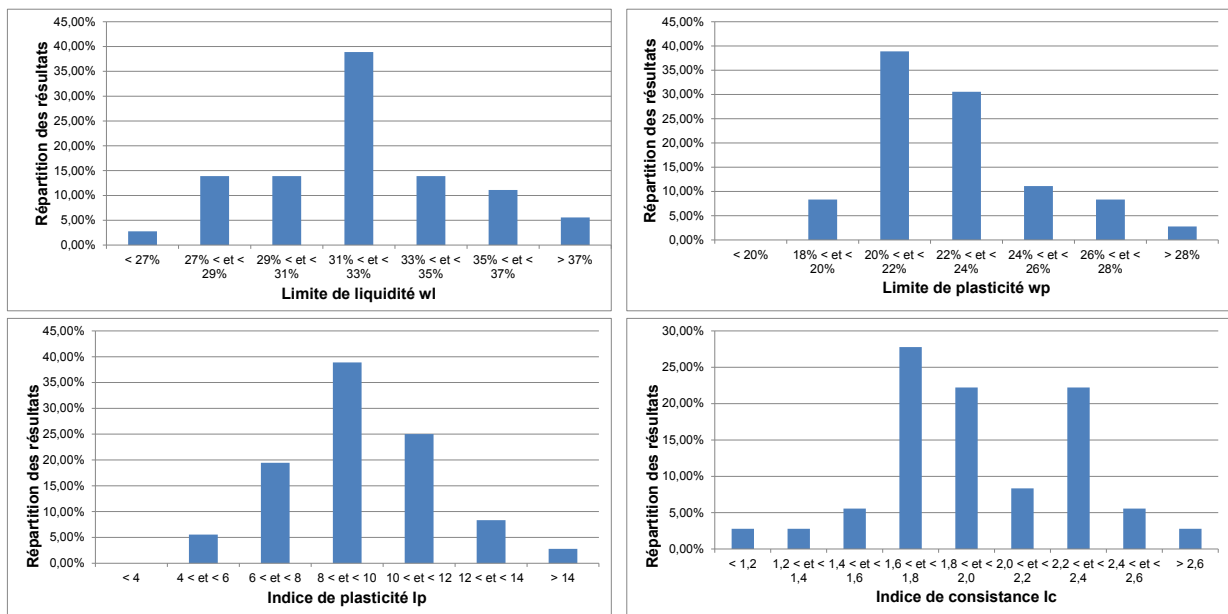


Figure 4-11 : Limites d'Atterberg et indice de consistance des échantillons de la tranche 2

Sur l'ensemble des résultats de la tranche 2, 89% des échantillons ont un I_p inférieur à 12 caractérisant donc un matériau faiblement argileux. Ces résultats sont en adéquation avec les VBS qui traduisaient également un sol peu argileux. L'indice de plasticité maximal mesuré sur les échantillons de la tranche 2 est de 15,8. Les échantillons peuvent donc tous être considérés comme peu plastiques.

L'indice de consistance est quant à lui strictement supérieur à 1, ce qui traduit que le matériau est à l'état ferme à sa teneur en eau naturelle.

4.4.3. Tranche n°3

4.4.3.1. La mesure de VBS

Les résultats des essais au bleu des échantillons de la tranche 3 sont donnés à la Figure 4-12.

Tous les résultats des VBS sont inférieurs à 1,5, indiquant que le sol est de type sablo-limoneux donc peu argileux.

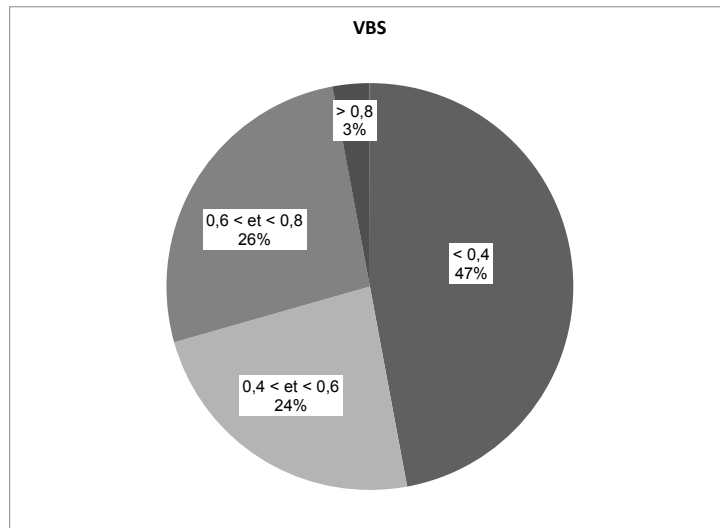


Figure 4-12 : Répartition des valeurs au bleu des échantillons de la tranche 3

4.4.3.2. Limites d'Atterberg et indice de consistance

Les résultats des limites d'Atterberg pour les échantillons de la tranche 3 sont donnés dans la Figure 4-13.

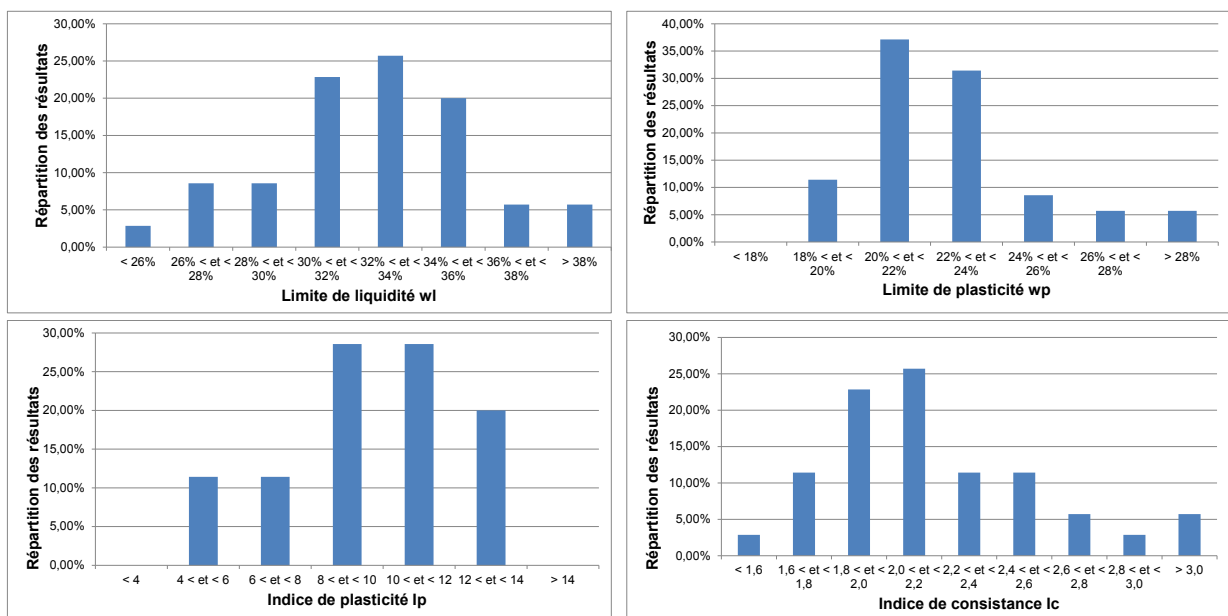


Figure 4-13 : Limites d'Atterberg et indice de consistance des échantillons de la tranche 3

Sur l'ensemble des résultats de la tranche 3, 80% des échantillons ont un I_p inférieur à 12 caractérisant donc un matériau peu plastique. Ces résultats sont en adéquation avec les VBS qui traduisaient également un sol peu argileux. L'indice de plasticité maximal mesuré sur les échantillons de la tranche 3 est de 13,4. Les échantillons peuvent donc tous être considérés comme faiblement argileux.

L'indice de consistance est, quant à, lui strictement supérieur à 1 ce qui traduit que le matériau est à l'état ferme à sa teneur en eau naturelle.

4.5. Classification GTR des échantillons

Le GTR 92 (NF P 11-300) donne une classification des sols en fonction des résultats aux essais cités précédemment. Le premier critère utilisé est la granulométrie du matériau puis sa valeur au bleu et son indice de plasticité (Voir Figure 4-14).

Ce guide est principalement utilisé pour le terrassement routier et fixe les différentes spécifications des matériaux pour la réalisation des différentes couches de route ou autres plateformes. Ce guide n'est donc pas directement applicable à l'étude d'un sol de couverture de stockage dont les qualités recherchées ne sont pas les mêmes, la résistance mécanique étant moins recherchée que la flexibilité et la faible conductivité hydraulique.

Classement selon la nature					Classement selon l'état hydrique	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Caractères principaux	Paramètres et valeurs de seuils retenus	Sous-classe
D _{max} ≤ 50mm et tamisé à 80µm > 35 %	A sols fins	VBS ≤ 2,5 ou I_p ≤ 12	A₁ Limos peu plastiques, loess, silt alluvionnaires, sables fins peu pollués, arènes peu plastiques...	Ces sols changent brutalement de consistance pour de faibles variations de teneur en eau, en particulier lorsque leur w_p est proche de w_{lim} . Le temps de réaction aux variations de l'environnement hydrique et climatique est relativement court, mais la perméabilité pouvant varier dans de larges limites selon la granulométrie, la plasticité et la compacité, le temps de réaction peut tout de même varier assez largement. Dans le cas de ces sols fins peu plastiques, il est souvent préférable de les identifier par la valeur de bleu de méthylène VBS, compte tenu de l'imprécision attachée à la mesure de l'Ip.	IP ≤ 3 ou $w_p \geq 1,25 w_{lim}$	A_{1th}
					3 < IP ≤ 8 ou 1,10 $w_{lim} \leq w_p < 1,25 w_{lim}$	A_{1h}
					8 < IP ≤ 25 ou 0,9 $w_{lim} \leq w_p < 1,10 w_{lim}$	A_{1m}
					0,7 $w_{lim} \leq w_p < 0,9 w_{lim}$	A_{1s}
		12 < I_p ≤ 25 ou 2,5 < VBS ≤ 6	A₂ Sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques, arènes...	Le caractère moyen des sols de cette sous-classe fait qu'ils se prêtent à l'emploi de la plus large gamme d'outils de terrassement (s'il a teneur en eau n'est pas trop élevée). Dès que l'Ip atteint des valeurs ≥ 12, il constitue le critère d'identification le mieux adapté.	IP ≤ 2 ou IC ≤ 0,9 ou $w_p \geq 1,3 w_{lim}$	A_{2th}
					2 < IP ≤ 5 ou 0,9 < IC ≤ 1,05 ou 1,1 $w_{lim} \leq w_p < 1,3 w_{lim}$	A_{2h}
					5 < IP ≤ 15 ou 1,05 < IC ≤ 1,2 ou 0,9 $w_{lim} \leq w_p < 1,1 w_{lim}$	A_{2m}
					1,2 < IC ≤ 1,4 ou 0,7 $w_{lim} \leq w_p < 0,9 w_{lim}$	A_{2s}
		25 < I_p ≤ 40 ou 6 < VBS ≤ 8	A₃ Argiles et argiles marneuses, limons très plastiques...	Ces sols sont très cohérents à teneur en eau moyenne et faible, et collants ou glissants à l'état humide, d'où difficulté de mise en œuvre sur chantier (et de manipulation en laboratoire). Leur perméabilité très réduite rend leurs variations de teneur en eau très lentes, en place. Une augmentation de teneur en eau assez importante est nécessaire pour changer notablement leur consistance.	IC > 1,4 ou $w_p < 0,7 w_{lim}$	A_{3ts}
					IP ≤ 10 ou IC ≤ 0,8 ou $w_p \geq 1,4 w_{lim}$	A_{3th}
					1 < IP ≤ 3 ou 0,8 < IC ≤ 1 ou 1,2 $w_{lim} \leq w_p < 1,4 w_{lim}$	A_{3h}
					3 < IP ≤ 10 ou 1 < IC ≤ 1,15 ou 0,9 $w_{lim} \leq w_p < 1,2 w_{lim}$	A_{3m}
		I_p > 40 ou VBS > 8	A₄ Argiles et argiles marneuses, très plastiques...	Ces sols sont très cohérents et presque imperméables : s'ils changent de teneur en eau, c'est extrêmement lentement et avec d'importants retraits ou gonflements. Leur emploi en remblai ou en couche de forme n'est normalement pas envisagé mais il peut éventuellement être décidé à l'appui d'une étude spécifique s'appuyant notamment sur des essais en vraie grandeur.	1,15 < IC ≤ 1,3 ou 0,7 $w_{lim} \leq w_p < 0,9 w_{lim}$	A_{3s}
					IC > 1,3 ou $w_p < 0,7 w_{lim}$	A_{3ts}
					Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique.	A_{4th}
						A_{4h}
						A_{4m}
						A_{4s}

Figure 4-14 : Extrait d'un tableau du GTR correspondant aux matériaux de classe A

4.5.1.1. Classification pour la Tranche 1

La répartition des échantillons de la tranche 1 en fonction de leur classification GTR est donnée sur la Figure 4-15.

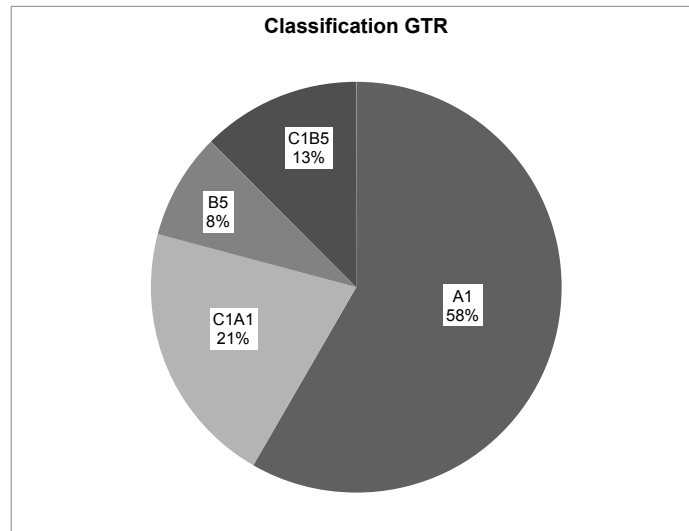


Figure 4-15 : Classification au sens du GTR 92 des échantillons de la tranche 1

Au sens du GTR 92 les échantillons prélevés au niveau de la tranche 1 de la couverture du CSM sont principalement (58%) de type A_1 . Cette classification correspond à des limons peu plastiques. 21% des échantillons sont classés en C_1A_1 . Ces matériaux sont identiques au précédent mais possèdent en plus des éléments de taille supérieure à 50 mm. En réalité les échantillons classés en A_1 devraient être classés en C_1A_1 puisque les éléments les plus grossiers ont été triés et écartés au moment du prélèvement sur site.

La troisième classe de sol représentée pour 13% des échantillons de la tranche 1 est C_1B_5 . Ces matériaux sont des sables ou graves très silteux possédant des éléments de taille supérieure à 50 mm. Enfin 8% des échantillons sont classés en B_5 mais qui devraient être comme pour les matériaux de type A_1 et pour les mêmes raisons être classés en C_1B_5 . Finalement on peut conclure que les échantillons prélevés sur la couverture du CSM au niveau de la tranche 1 sont à 79% des matériaux de classe C_1A_1 et à 21% de classe C_1B_5 . Ces deux classes étant très proches, la couverture du CSM en tranche 1 peut être considérée comme étant homogène au sens du GTR.

4.5.1.2. Classification pour la Tranche 2

La répartition des échantillons de la tranche 2 en fonction de leur classification GTR est donnée sur la Figure 4-16.

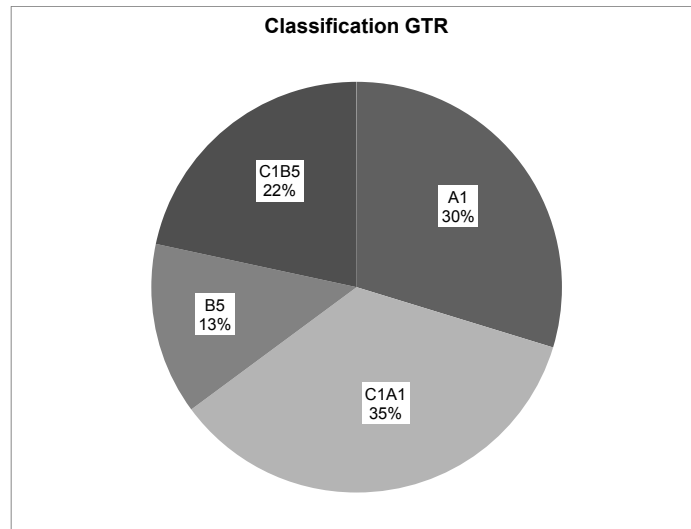


Figure 4-16 : Classification au sens du GTR 92 des échantillons de la tranche 2

Au sens du GTR 92 les échantillons prélevés au niveau de la tranche 2 de la couverture du CSM sont principalement de type C_1A_1 (35%) et A_1 (30%), les éléments les plus grossiers ayant été triés et écartés au moment du prélèvement sur site. Ces échantillons peuvent être classés dans la même catégorie C_1A_1 .

Les échantillons restant sont de classe C_1B_5 (22%) et B_5 (13%) qui peuvent, pour les mêmes raisons que précédemment, être regroupés dans la classe C_1B_5 .

4.5.1.3. Classification pour la Tranche 3

La répartition des échantillons de la tranche 3 en fonction de leur classification GTR est donnée dans la Figure 4-17.

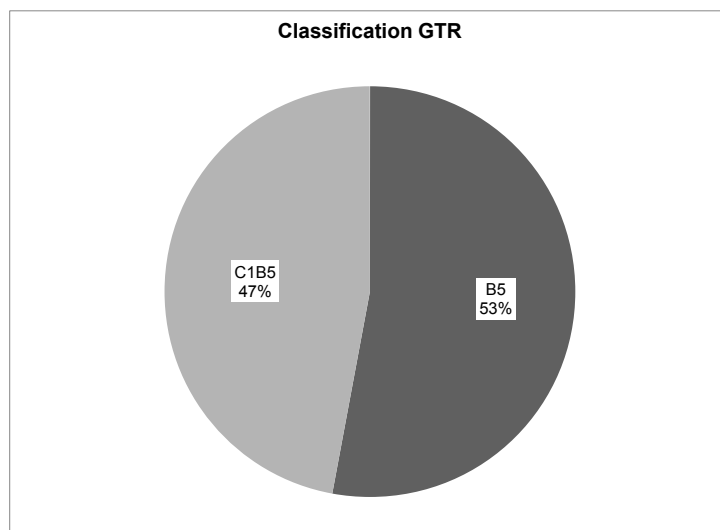


Figure 4-17 : Classification au sens du GTR 92 des échantillons de la tranche 3

Les résultats des essais réalisés sur les échantillons de la tranche 3 permettent de classer les matériaux en deux classes, la classe B_5 (53%) et la classe C_1B_5 (47%). Pour les mêmes raisons que pour les matériaux des tranches 1 et 2, à savoir un tri à l'échantillonnage sur site

des blocs les plus gros, il est possible de regrouper tous ces échantillons dans la classe C₁B₅.

4.6. Mesures en place de la conductivité hydraulique

Le principe de base a été d'utiliser les fosses ayant servi à l'extraction des échantillons de limon sableux. Le fond de la fosse (de 3 m² environ) se trouve à une distance du bas de la couche de limon sableux évaluée (non mesurée) entre 20 et 60 cm. Un tube central est encastré (Figure 4-18) de 5 cm. L'essai qui est très empirique était basé sur le principe de l'essai au double anneau : on remplit la fosse et le tube central d'eau jusqu'à un niveau initial identique. Après une phase de saturation de 4h minimum, on considère comme pour le double anneau que l'écoulement sous le tube central est monodirectionnel. Au début de la phase de mesure le niveau d'eau est remonté au maximum et des mesures de variation de ce niveau d'eau sont effectuées dans le tube central sur une durée de 4h.



Figure 4-18 : Photographies des essais en place de mesure de la conductivité hydraulique

Les résultats des mesures de conductivité hydraulique sur 10 fosses sont donnés au Tableau 4-4. Ils sont donnés à titre uniquement indicatifs, compte tenu de la précision de ces essais.

Tableau 4-4 : Résultats des essais en place de mesure de la conductivité hydraulique

Référence de l'essai	N° du panneau	N° de la Tranche	Débit surfacique final (en m ³ /s.m ²)	Coefficient de perméabilité (en m/s)
PMP33	P 101 O	1	2,78E-05	2,78E-05
PMP34	P 102 E	1	3,36E-07	1,39E-07
PMP35	P 105 O	1	2,45E-07	5,65E-08
PMP36	P 107 O	2	6,16E-06	2,29E-06
PMP37	P 109 E	2	5,88E-06	1,84E-06
PMP38	P 109 E	2	4,94E-07	1,46E-07
PMP39	P 112 O	2	6,17E-07	1,40E-07
PMP40	P 114 O	3	1,91E-05	7,94E-06
PMP41	P 117 O	3	8,91E-05	5,81E-05
PMP42	P 119 O	3	1,15E-05	3,36E-06

4.7. Choix de deux matériaux types

Afin de pouvoir mener à bien et rationnellement une étude paramétrique sur le traitement, il a été recherché des matériaux types sur lesquels pourraient être menées des études paramétriques représentatives.

4.7.1. Synthèse et choix des deux matériaux types

Les résultats des analyses granulométriques des échantillons des trois tranches mettent en évidence que les matériaux issus des tranches 1 et 2 sont très similaires d'un point de vue granulométrique. Leur passant à 80 μm et à 2 μm (voir Tableau 4-5) est très voisin tout comme la forme de leur courbe granulométrique (voir Figure 4-19). Les courbes des tranches 1 et 2 sont bien graduées alors que la tranche 3 est plutôt mal graduée avec une prédominance de la fraction grossière.

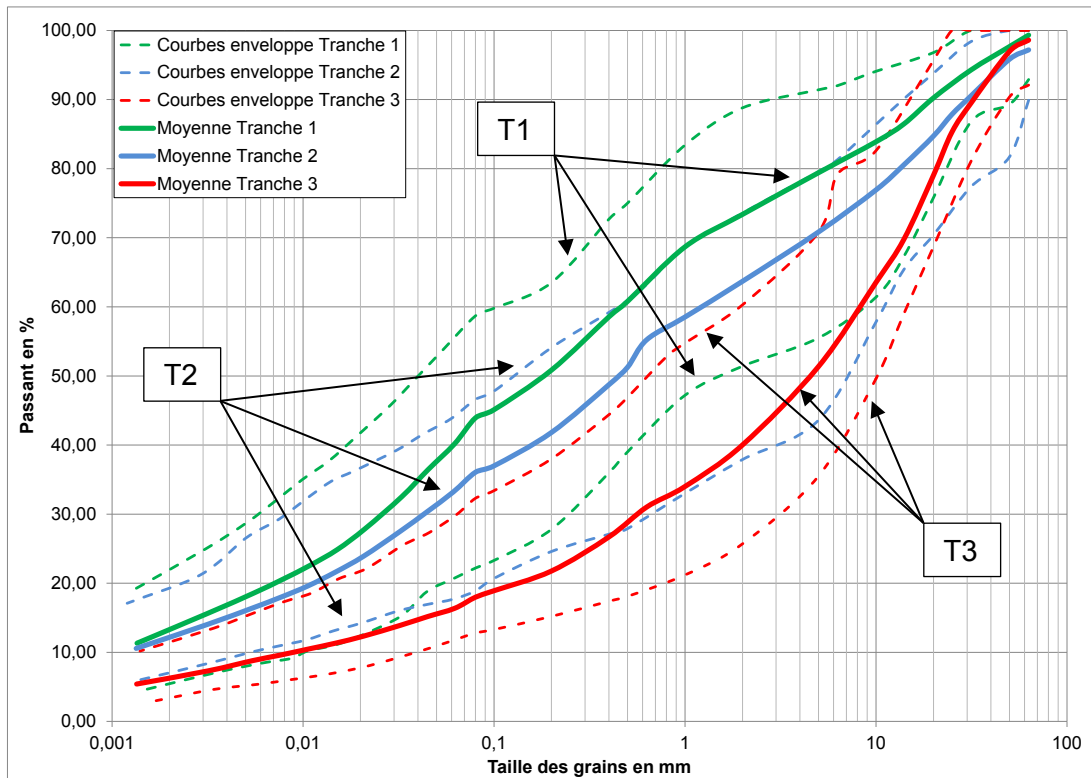


Figure 4-19 : Synthèse des courbes enveloppes et moyenne des analyses granulométriques des trois tranches

Les valeurs au bleu (Tableau 4-5) montrent également que les matériaux des tranches 1 et 2 sont similaires puisque leur VBS moyenne est respectivement de 1,05 et 0,82 alors que celle de la tranche 3 est plus faible : 0,49. En revanche les limites d'Atterberg ne permettent pas de les distinguer. En effet les matériaux des trois tranches étant tous faiblement argileux, les mesures des limites de liquidité et de plasticité ne permettent pas de les différencier ce qui était attendu. Pour ce type de matériau faiblement argileux il est donc préférable de comparer les résultats des VBS. Ce constat est renforcé par le positionnement des points sur le diagramme de Casagrande (voir Figure 4-20). En effet les résultats de tous les

échantillons prélevés lors de la campagne de reconnaissance de janvier 2012 sont regroupés sans distinction. Ils sont situés à la limite des limons et argiles peu plastiques.

Tableau 4-5 : Résultats moyens des essais de caractérisation des trois tranches

	Tranche 1	Tranche 2	Tranche 3
20 mm	90,24	84,72	79,04
5 mm	79,41	70,83	51,36
80 µm	43,94	36,07	17,98
2 µm	12,85	11,83	6,09
VBS	1,05	0,82	0,49
w _l (%)	30,23	32,31	32,45
w _p (%)	21,68	22,84	22,77
I _p	8,55	9,47	9,68
I _c	1,92	1,95	2,36

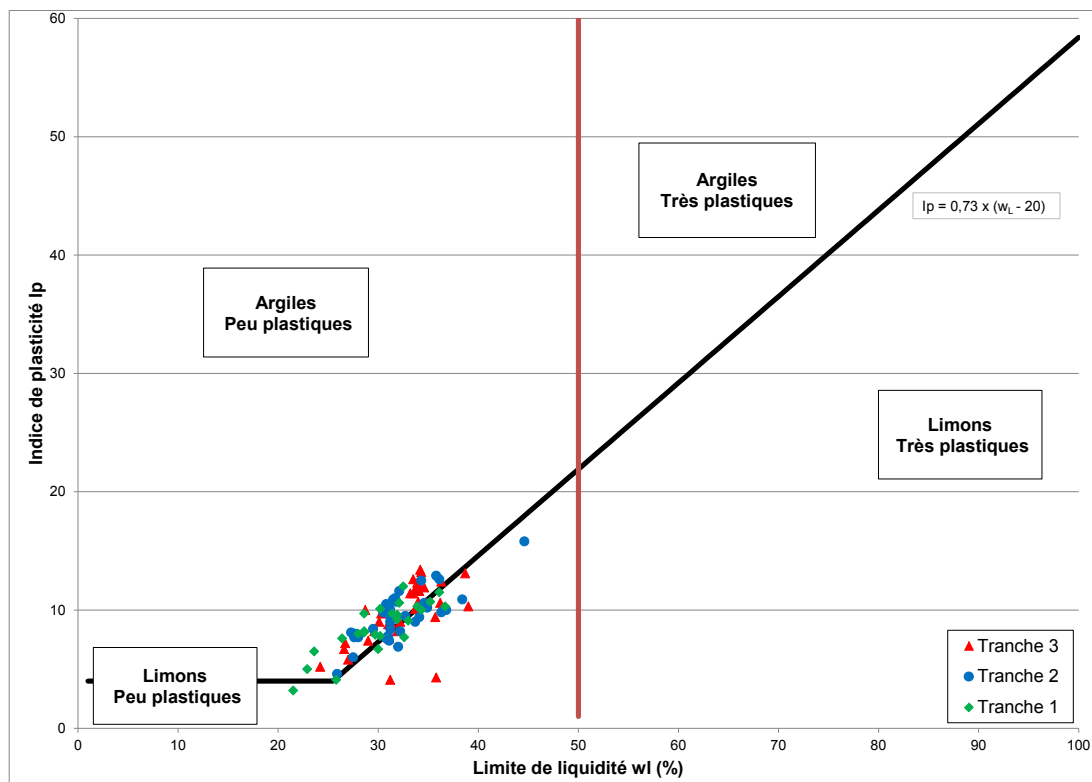


Figure 4-20 : Diagramme de Casagrande des matériaux des trois tranches (100 échantillons)

En conclusion, la campagne de reconnaissance de la couverture du CSM et la caractérisation en laboratoire de 100 échantillons a permis de montrer que la couverture du CSM peut être raisonnablement caractérisée par deux matériaux types différents.

4.7.2. Caractérisation des deux matériaux types

Les résultats des essais sur les échantillons de la tranche 1 et de la tranche 2 sont très proches. Il peut donc être considéré que les tranches 1 et 2 sont composées du même

matériau. Ces deux tranches seront traitées ensemble. En revanche la tranche 3 sera traitée indépendamment.

Pour l'étude en laboratoire, le matériau type pour les tranches 1 et 2 pouvait être défini de deux manières :

- établir une courbe granulométrique « moyenne » des deux tranches et confectionner un matériau par tamisage à cette répartition granulométrique,
- mélanger tous les prélèvements des deux tranches et comparer ensuite la courbe granulométrique de ce mélange appelé T12 à la courbe granulométrique moyenne de T1 et T2.

C'est cette deuxième procédure qui a été choisie.

En effet, la question de la représentativité de la courbe granulométrique « moyenne » obtenue à partir des mesures sur tous les échantillons de la même tranche se pose. Pour la justifier, nous avons mélangé tous les prélèvements d'une même tranche et comparé la courbe granulométrique et les propriétés physiques aux valeurs moyennes de tous les prélèvements.

Il faut distinguer :

- les valeurs « moyennes » de la granulométrie, VBS, limites d'Atterberg d'un sol que l'on pourrait appeler « matériau moyen »,
- les valeurs du « matériau type » obtenues sur le mélange de tous les prélèvements.

Pour cela la totalité des échantillons des tranches 1 et 2 ont été mélangés soit 64 échantillons au total. Le mélange a consisté à regrouper et à vider des sacs d'échantillons des tranches 1 et 2 (ce qui représentait environ 3 tonnes de matériaux au total) et de les brasser à la pelle à main. Une fois le mélange effectué, une caractérisation de ce matériau appelé dans la suite matériau type T12 a été réalisé en suivant les mêmes essais que pour la caractérisation des échantillons.

De même les échantillons de la tranche 3 ont été mélangés ensemble en utilisant la même méthode (la quantité pour la tranche 3 était d'environ 2 tonnes) afin d'obtenir le matériau type T3, qui a également été caractérisé au laboratoire. Les résultats des caractérisations de ces deux matériaux types sont présentés dans les paragraphes suivants et comparés aux résultats moyens des matériaux qu'ils représentent.

4.7.2.1. Caractéristiques du matériau type T12

La Figure 4-21 présente la courbe granulométrique du matériau type T12 et la courbe granulométrique moyenne des échantillons des tranches 1 et 2. Le matériau type T12 est bien représentatif des matériaux composant les tranches 1 et 2 (1.2% d'écart au maximum entre les deux courbes). Le pourcentage de passant à 80 μm de matériau type T12 est de 39%.

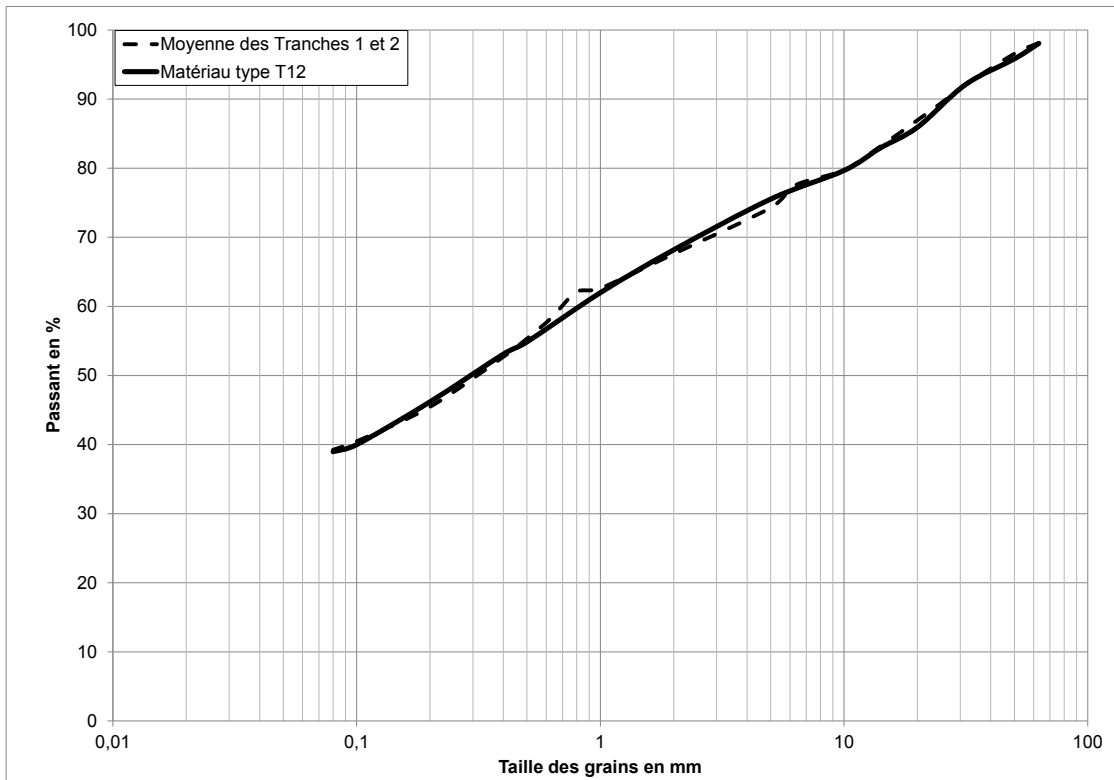


Figure 4-21 : Analyse granulométrique du matériau type T12 et comparaison avec la granulométrie moyenne des tranches 1 et 2

Les résultats des valeurs au bleu sont également très proches entre le matériau type T12 et la moyenne des échantillons des tranches 1 et 2, comme les limites d'Atterberg (voir Tableau 4-6). Ces valeurs moyennes sont obtenues en faisant la moyenne arithmétique des résultats des tranches 1 et 2.

Tableau 4-6 : Résultats des VBS et des limites d'Atterberg du matériau type T12 et comparaison avec les moyennes des résultats des échantillons des tranches 1 et 2

	Valeurs moyennes tranches 1 et 2	Matériau Type T12
VBS	0,90	0,91
w_l	31,39	31,25
w_p	22,28	21,87
I_p	9,12	9,38

L'ensemble de ces résultats montre que le matériau type T12 est bien représentatif du sol composant la couverture du CSM au niveau des tranches 1 et 2. L'étude au laboratoire de ce matériau type pourra être extrapolée pour l'ensemble de la couverture de ces deux tranches.

Le matériau type T12 a été caractérisé physiquement au moyen d'un essai Proctor normal. L'essai a été réalisé suivant la norme NF P 94-093, il consiste à compacter dans un moule de volume connu (diamètre du moule 10,15 cm et une hauteur de 11,65 cm) avec une énergie déterminée un sol en faisant varier sa teneur en eau. Il est donc possible de déterminer la masse volumique sèche maximum que le sol peut atteindre pour une énergie de compactage donnée et pour quelle teneur en eau. La teneur en eau ainsi déterminée est

appelée teneur en eau optimale au Proctor normal w_{OPN} . Cet essai n'est réalisé que sur la fraction 0/5 mm du sol.

La Figure 4-22 donne la courbe Proctor normal du matériau type T12. La teneur en eau optimale pour ce matériau est $w_{OPN} = 12,3\%$ pour un poids volumique sec γ_d de $19,1 \text{ kN/m}^3$.

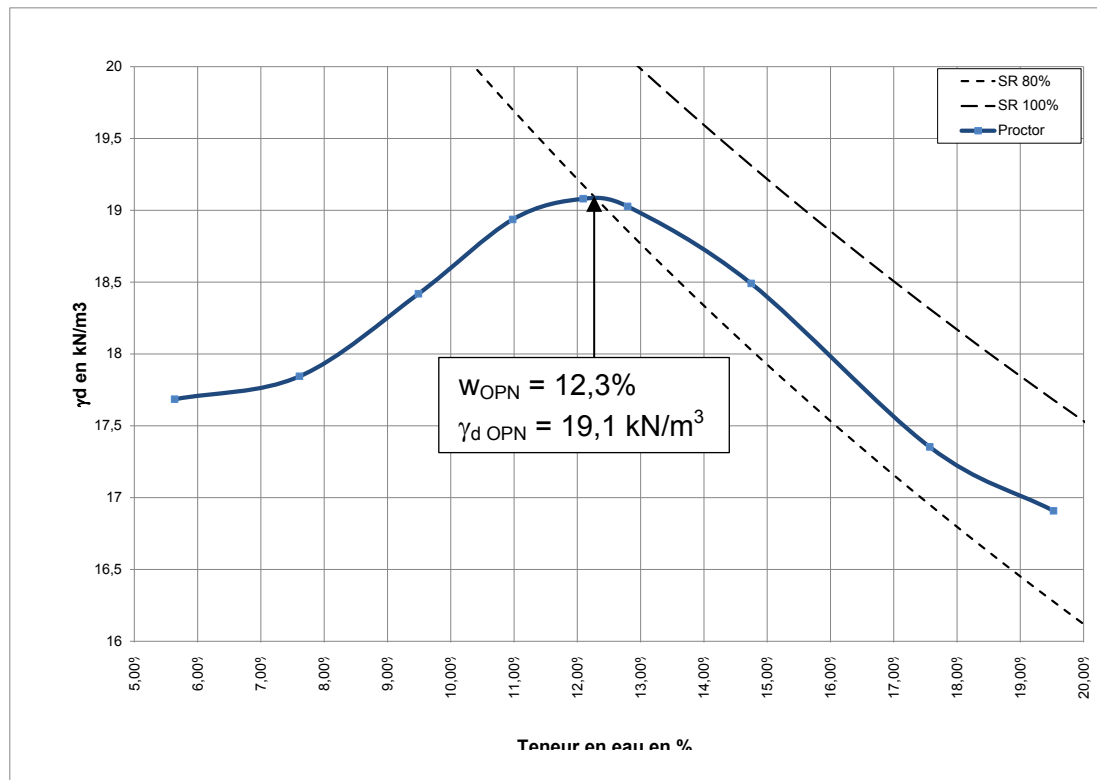


Figure 4-22 : Courbe Proctor normal du matériau type T12

Une mesure de la masse volumique des grains ρ_{sT12} constituant la fraction 0/5 mm du matériau T12 a été effectuée. A noter que c'est aussi la fraction 0/5 mm qui est utilisée pour les mesures de conductivité hydraulique à l'oedoperméamètre (chapitre 6). Cette mesure a été réalisée par l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR) de Nantes, $\rho_{sT12} = 2\,679 \text{ kg/m}^3$.

Sur cette figure les courbes de saturation ont été calculées avec un poids volumique des grains de 27 kN/m^3 . Ce choix a été fait afin de permettre une comparaison plus aisée des courbes Proctor des différents matériaux, d'autant plus que l'écart sur ρ_s est faible.

4.7.2.2. Caractéristiques du matériau type T3

La Figure 4-23 présente la courbe granulométrique du matériau type T3 et la courbe granulométrique moyenne des échantillons de la tranche 3. Le matériau type T3 est lui aussi bien représentatif des matériaux composant la tranche 3, (1,2 % d'écart au maximum entre la courbe des passants moyens et la courbe du matériau T3). Le pourcentage de passant à $80 \mu\text{m}$ de matériau type T3 est de 18 %.

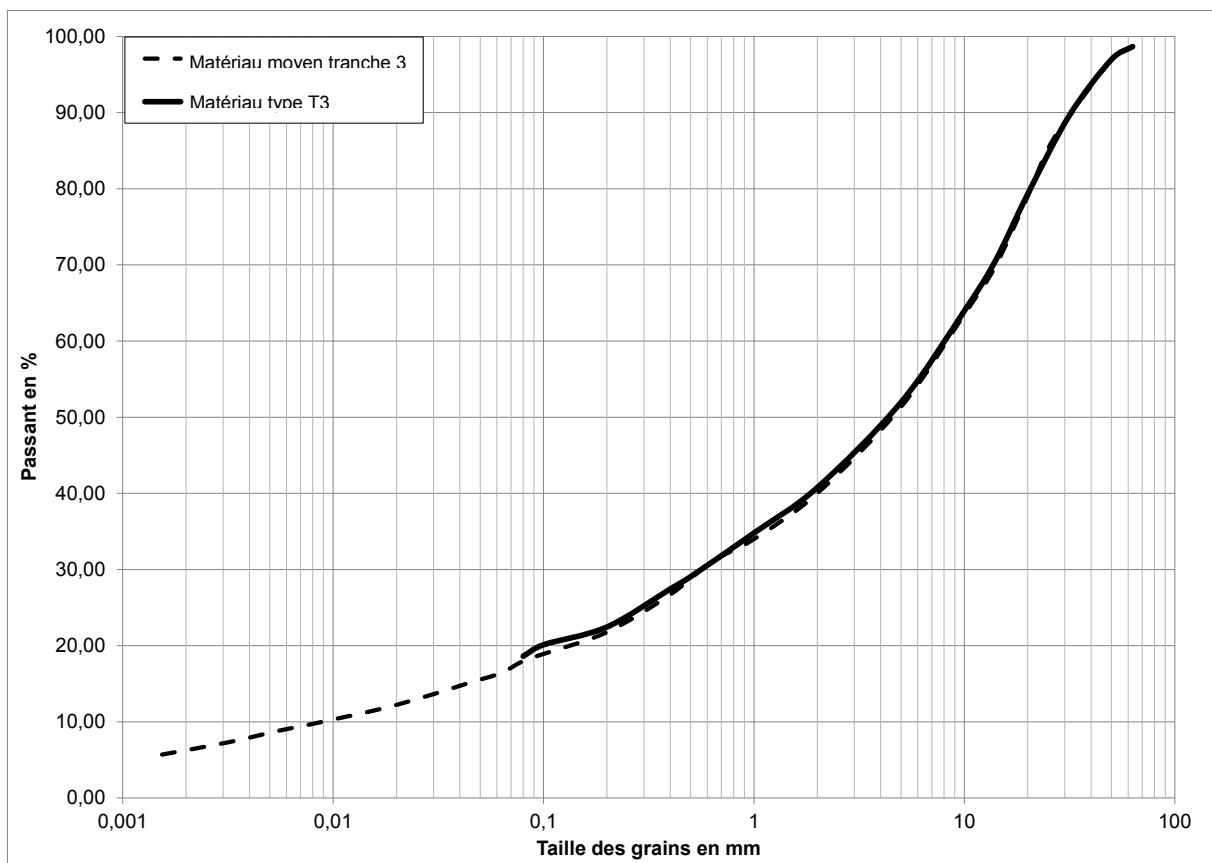


Figure 4-23 : Analyse granulométrique du matériau type T3 et comparaison avec les résultats moyens de la tranche 3

Les résultats des valeurs au bleu sont également très proches entre le matériau type T3 et la moyenne des échantillons de la tranche 3, comme les limites d'Atterberg (voir Tableau 4-7).

Tableau 4-7 : Résultats de VBS et des limites d'Atterberg du matériau type T3 et comparaison avec la moyenne des résultats des échantillons de la tranche 3

	Matériau moyen de la tranche 3	Matériau Type T3
VBS	0,49	0,50
w_l	32,45	32,50
w_p	22,77	22,81
I_p	9,68	9,69

L'ensemble de ces résultats montre que le matériau type T3 est bien représentatif du sol composant la couverture du CSM au niveau de la tranche 3. L'étude au laboratoire de ce matériau type pourra être extrapolée pour l'ensemble de la couverture de cette tranche.

Le matériau type T3 a été caractérisé physiquement au moyen d'un essai Proctor normal.

La Figure 4-24 donne la courbe Proctor normal du matériau type T3. La teneur en eau optimale pour ce matériau est $w_{OPN} = 11,1\%$ pour un poids volumique sec γ_d de $19,7 \text{ kN/m}^3$. La masse volumique des grains constituant la fraction 0/5 mm a également été mesurée au pycnomètre et vaut $\rho_s = 2\,736 \text{ kg/m}^3$. Les courbes de saturation sont, comme pour le matériau précédent, tracées en prenant $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$.

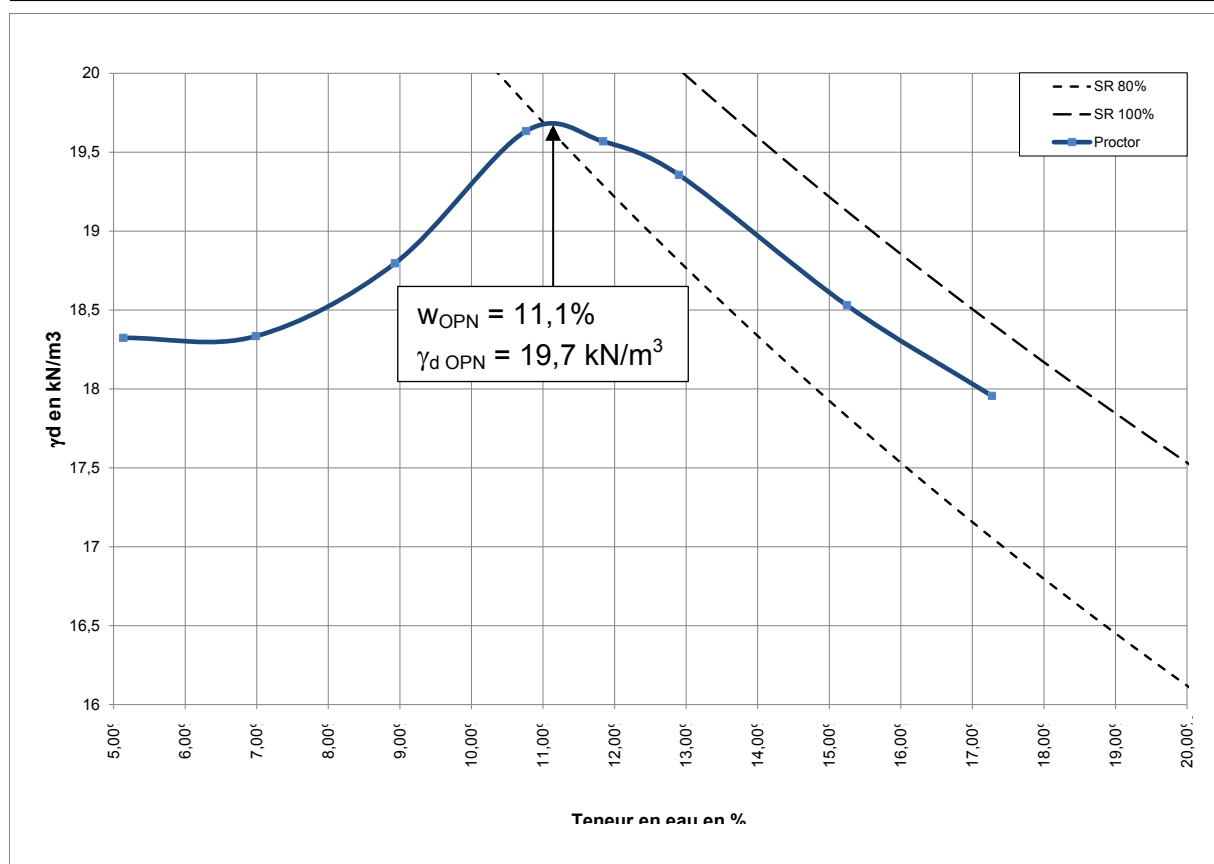


Figure 4-24 : Courbe Proctor normal du matériau type T3

4.8. Evolution des caractéristiques du matériau entre la réalisation de la couverture et la campagne de reconnaissance de janvier 2012

Lors de la mise en place de la couverture du CSM qui s'est échelonnée entre 1991 et 1997, des essais avaient été réalisés pour suivre les caractéristiques des matériaux mis en œuvre. Certains paramètres mesurés à cette époque peuvent être comparés avec ceux mesurés en laboratoire à la suite de la campagne de reconnaissance de janvier 2012. Ces paramètres sont : la teneur en eau, le poids volumique sec, le pourcentage de matériaux passant au tamis de 20 mm et le pourcentage de matériau passant au tamis de 80 µm. Les comparaisons de ces quatre paramètres sont effectuées pour les tranches 1, 2 et 3 entre le matériau mis en œuvre à la réalisation de la couverture, appelé dans la suite matériau initial, et avec les résultats issus de la campagne de prélèvements de 2012. Les données concernant la mise en place des limons sableux (schistes) sont issues des « *fiches de réception et de contrôle* » de chaque tranche, que nous avons pu rassembler après des recherches documentaires dans les archives de l'Andra.

4.8.1. Teneur en eau

4.8.1.1. Tranche 1

188 mesures de la teneur en eau ont été réalisées lors de la mise en place de la couche de limon sableux sur la tranche 1. La teneur en eau moyenne du matériau initial est de 15.6% pour un écart type de 2.1%.

26 échantillons issus de la campagne de reconnaissance de 2012 ont été traités, la teneur en eau moyenne est de 13.7% pour un écart type de 1.6%.

La répartition des valeurs pour les deux séries de mesures est donnée dans la Figure 4-25.

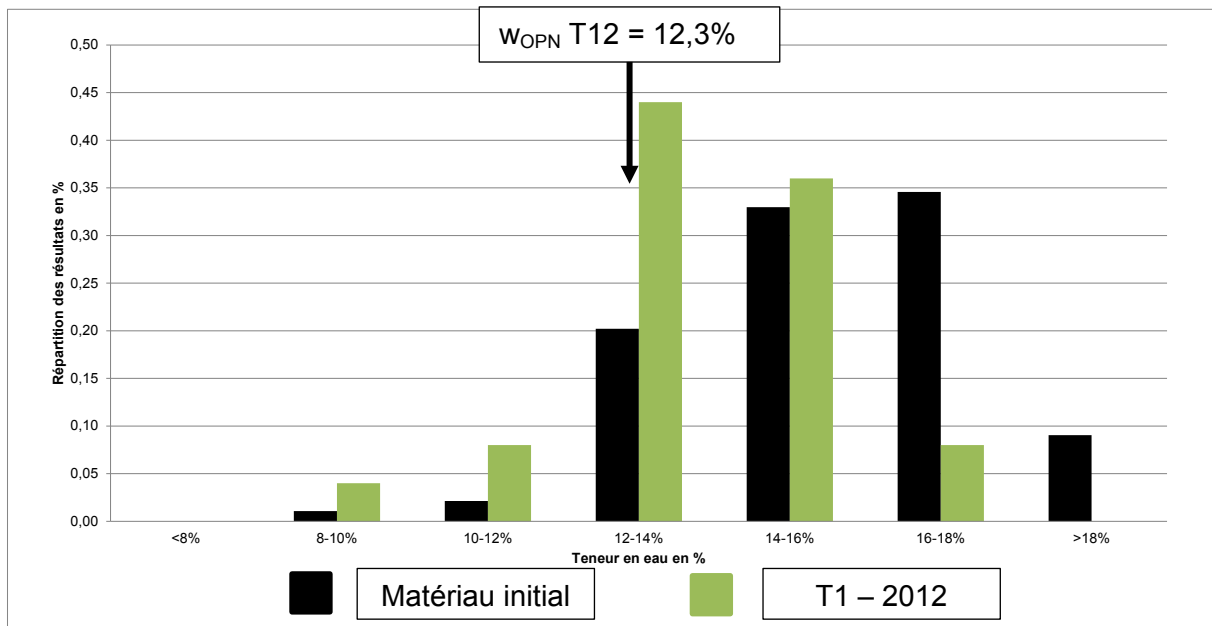


Figure 4-25: Comparaison des mesures de teneur en eau lors de la réalisation de la couverture et à l'issue de la campagne de reconnaissance de 2012 (tranche 1)

4.8.1.2. Tranche 2

65 mesures de la teneur en eau ont été réalisées lors de la mise en place de la couche de limon sableux sur la tranche 2. La teneur en moyenne est de 12,9% pour un écart type de 2.0%.

40 échantillons issus de la campagne de reconnaissance de 2012 ont été traités, la teneur en eau moyenne est de 13,3% pour un écart type de 1,9%.

La répartition des valeurs pour les deux séries de mesures est donnée dans la Figure 4-26.

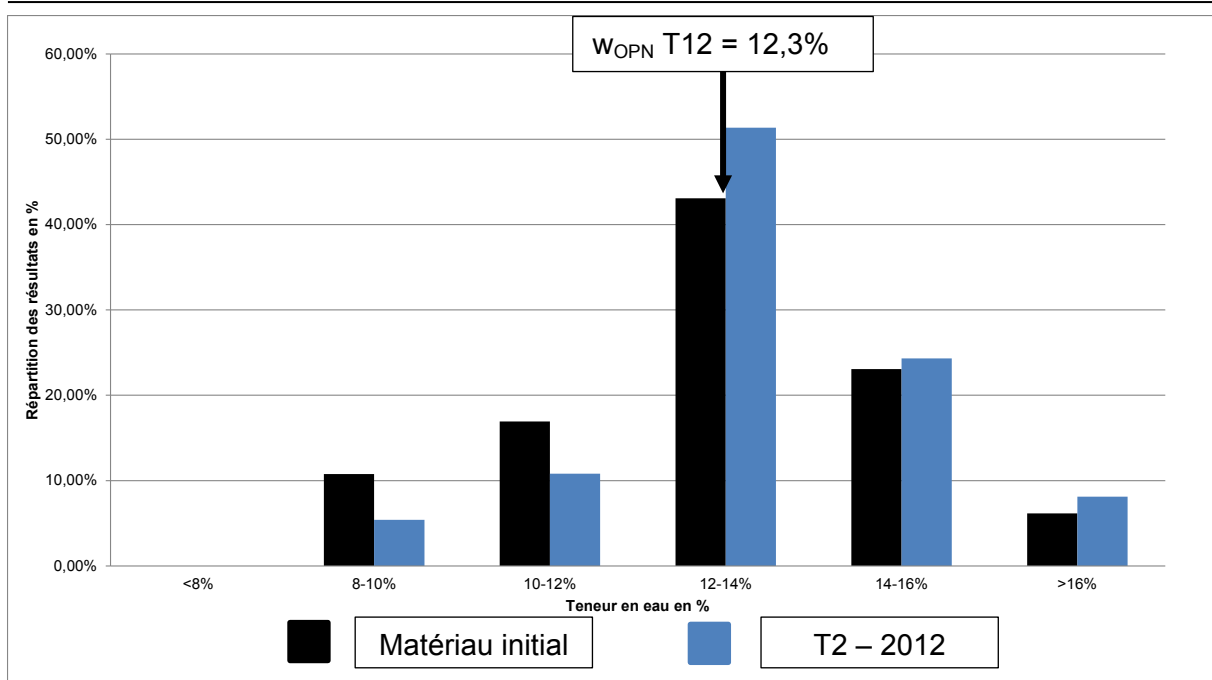


Figure 4-26 : Comparaison des mesures de teneur en eau lors de la réalisation de la couverture et à l'issue de la campagne de reconnaissance de 2012 (tranche 2).

4.8.1.3. Tranche 3

134 mesures de la teneur en eau ont été réalisées lors de la mise en place de la couche de limon sableux sur la tranche 3. La teneur en moyenne est de 8,8% pour un écart type de 0,7%.

34 échantillons issus de la campagne de reconnaissance de 2012 ont été traités, la teneur en eau moyenne est de 10,9% pour un écart type de 1,4%.

La répartition des valeurs pour les deux séries de mesures est donnée dans la Figure 4-27.

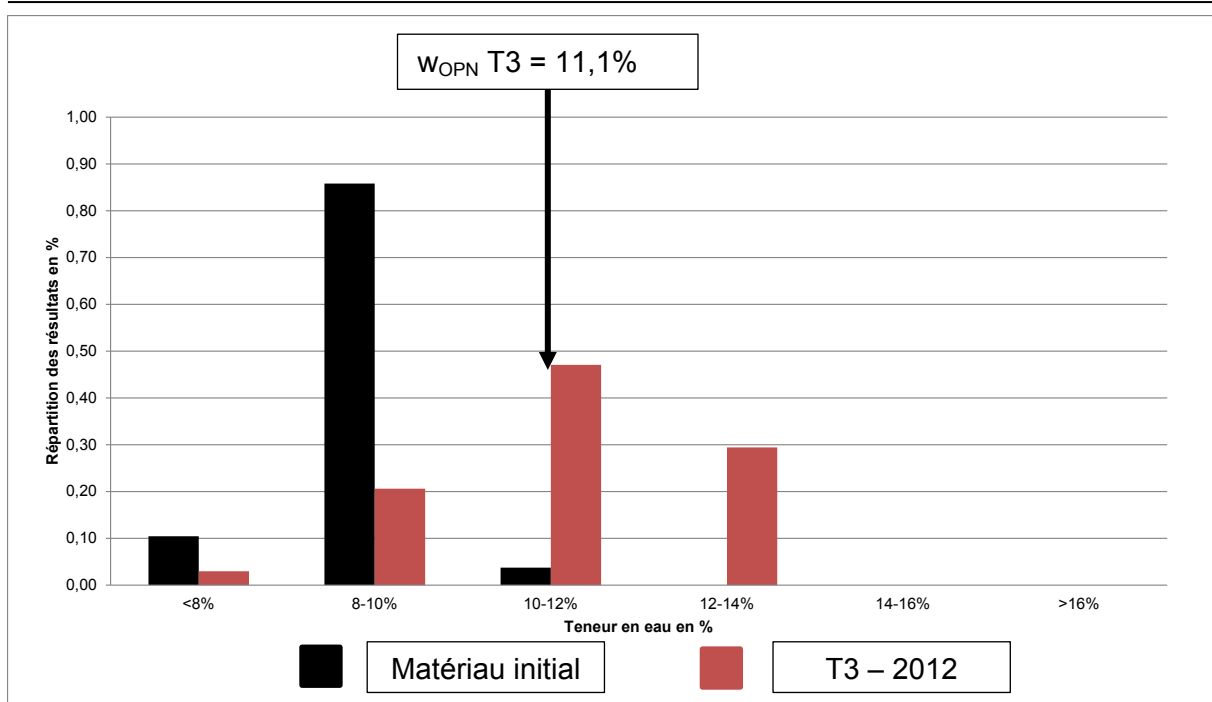


Figure 4-27 : Comparaison des mesures de teneur en eau lors de la réalisation de la couverture et à l'issue de la campagne de reconnaissance de 2012 (tranche 3).

En conclusion, la teneur en eau du matériau de la tranche 1 semble avoir légèrement diminué et celles des tranches 2 et 3 auraient plutôt augmenté.

On notera cependant que la fraction granulométrique utilisée pour les mesures initiales, à la construction, des teneurs en eau n'est pas connue.

4.8.2. Poids volumique sec

Lors de la mise en place de la couverture du CSM, des mesures de poids volumique sec après mise en œuvre ont été réalisées sur les matériaux pour les différentes tranches. Nous avons pu récupérer les résultats de ces mesures sans néanmoins avoir de détail sur leur procédure de réalisation.

Les résultats sont présentés dans les Figure 4-28 et Figure 4-29 suivantes. Mais nous ne connaissons pas l'objectif visé à la mise en œuvre, si c'était l'état optimum ou un état plus humide. En ce qui concerne le poids volumique sec, il est en moyenne supérieur à γ_d optimum, ce qui devrait correspondre à une énergie de compactage supérieure à l'énergie du Proctor standard.

Une différence de teneur en eau est très marquée pour la tranche 3 dont les matériaux ont été mis en œuvre plus secs que w_{OPN} (ce qui témoigne aussi d'une énergie de compactage plus forte que l'énergie normal). Là aussi les γ_d sont globalement supérieurs à ceux maximum accessibles à l'énergie Proctor normal. Pour le matériau T12 la teneur en eau de mise en œuvre semble plutôt plus élevée que w_{OPN} , cependant les résultats sont beaucoup plus étalés que pour le matériau T3.

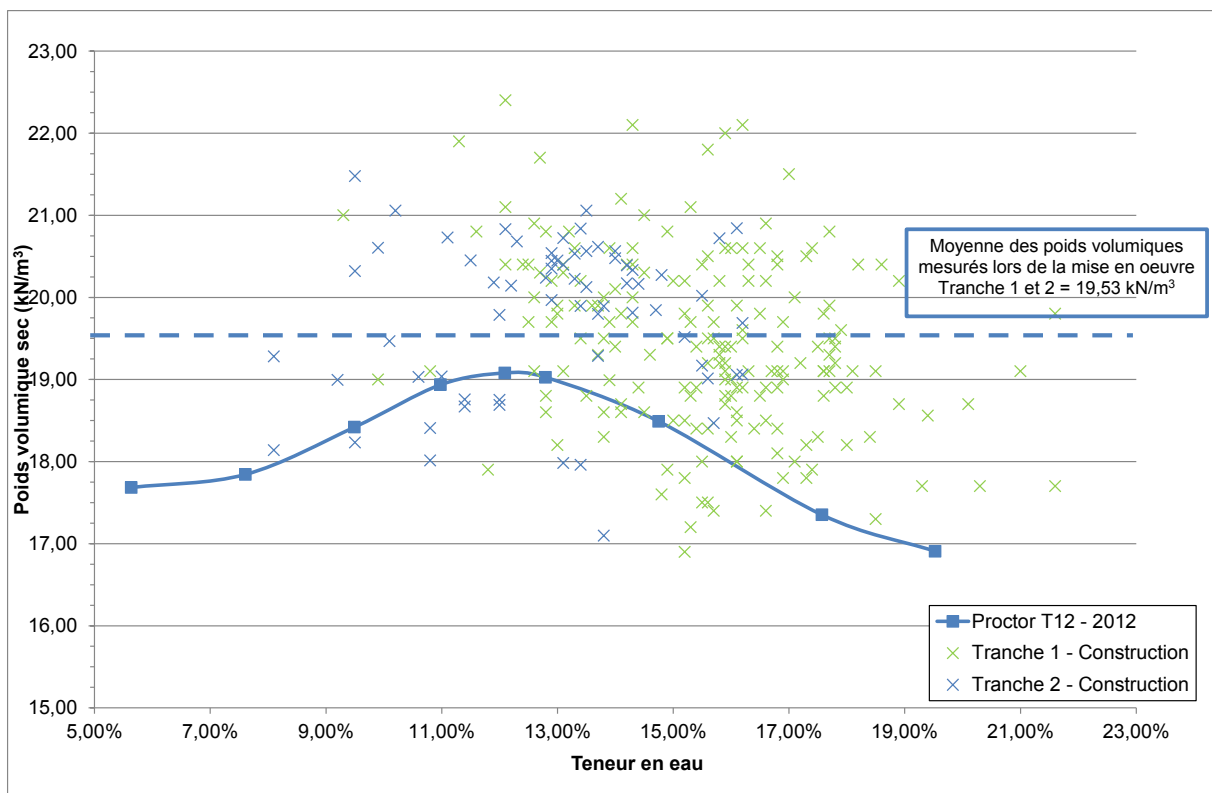


Figure 4-28 : Comparaison entre les poids volumiques secs des matériaux lors de leur mise en œuvre et de ceux mesurés au Proctor dans notre étude – Tranches 1 et 2

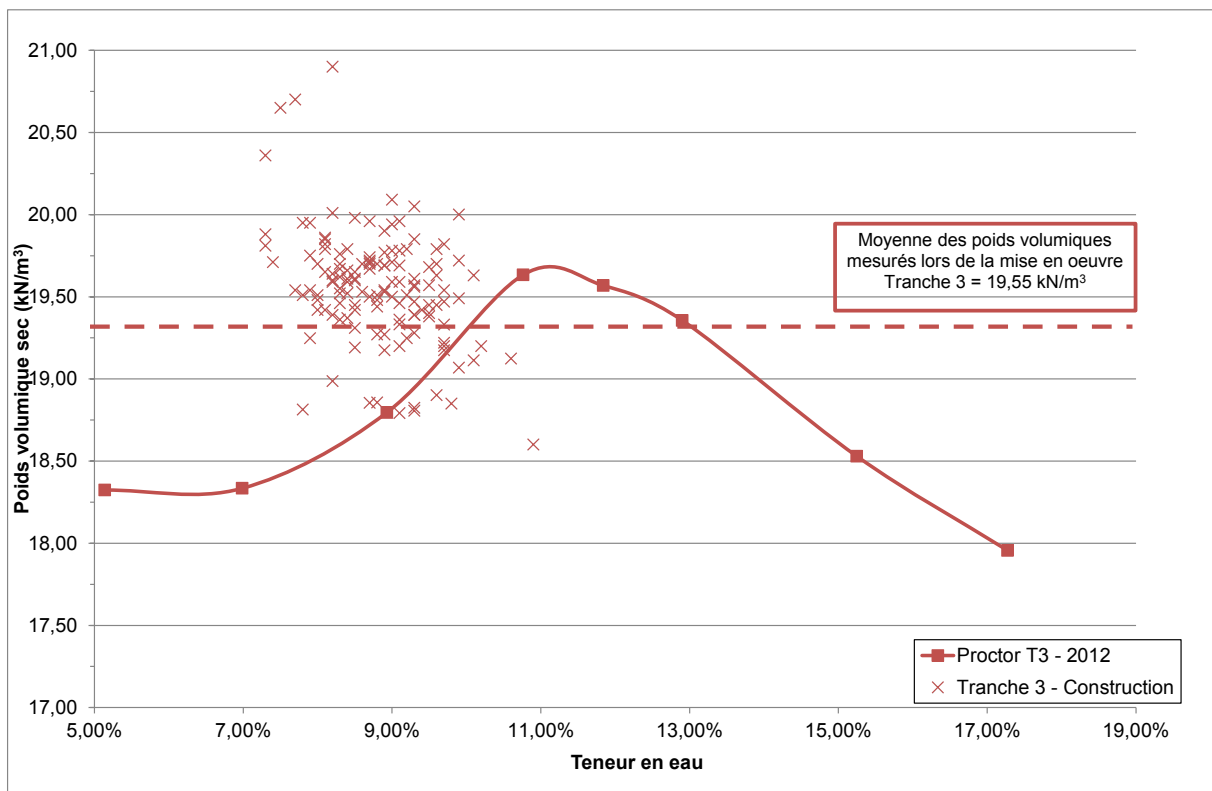


Figure 4-29 : Comparaison entre les poids volumiques secs des matériaux lors de leur mise en œuvre et de ceux mesurés au Proctor dans notre étude – Tranche 3

4.8.3. Passant au tamis de 80 µm

4.8.3.1. Tranche 1

127 mesures du pourcentage de passant à 80 µm ont été réalisées lors de la mise en place de la couche de limon sableux sur la tranche 1. Le pourcentage de passant à 80 µm moyen est de 49% pour un écart type de 9%.

23 échantillons issus de la campagne de reconnaissance de 2012 ont été traités, le pourcentage de passant à 80 µm moyen est de 43,9% pour un écart type de 10,6%.

La répartition des valeurs pour les deux séries de mesures est donnée dans la Figure 4-30.

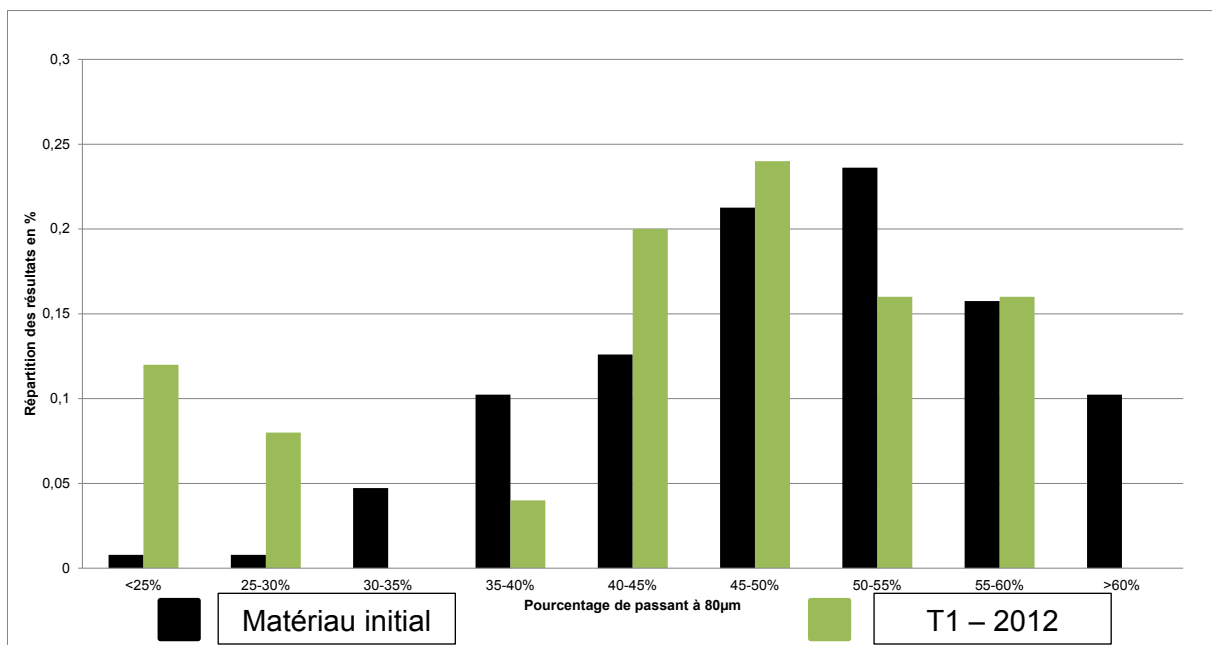


Figure 4-30 : Comparaison des mesures du pourcentage de passant au tamis de 80 µm lors de la réalisation de la couverture et à l'issue de la campagne de reconnaissance de 2012 (tranche 1)

Le matériau initial ne semble pas avoir évolué au niveau de son passant à 80 µm sous réserve que l'écrêtage que nous avons réalisé lors de nos prélèvements sur site (inférieur à 100-150 mm) soit similaire à ceux effectués pour obtenir les résultats lors de la construction de la couverture du CSM (cette réserve est valable également pour les tranches 2 et 3).

4.8.3.2. Tranche 2

25 mesures du pourcentage de passant à 80 µm ont été réalisées lors de la mise en place de la couche de limon sableux sur la tranche 2. Le pourcentage de passant à 80 µm moyen est de 30% pour un écart type de 2%.

33 échantillons issus de la campagne de reconnaissance de 2012 ont été traités, le pourcentage de passant à 80 µm moyen est de 36,1% pour un écart type de 6,4%.

La répartition des valeurs pour les deux séries de mesures est donnée dans la Figure 4-31.

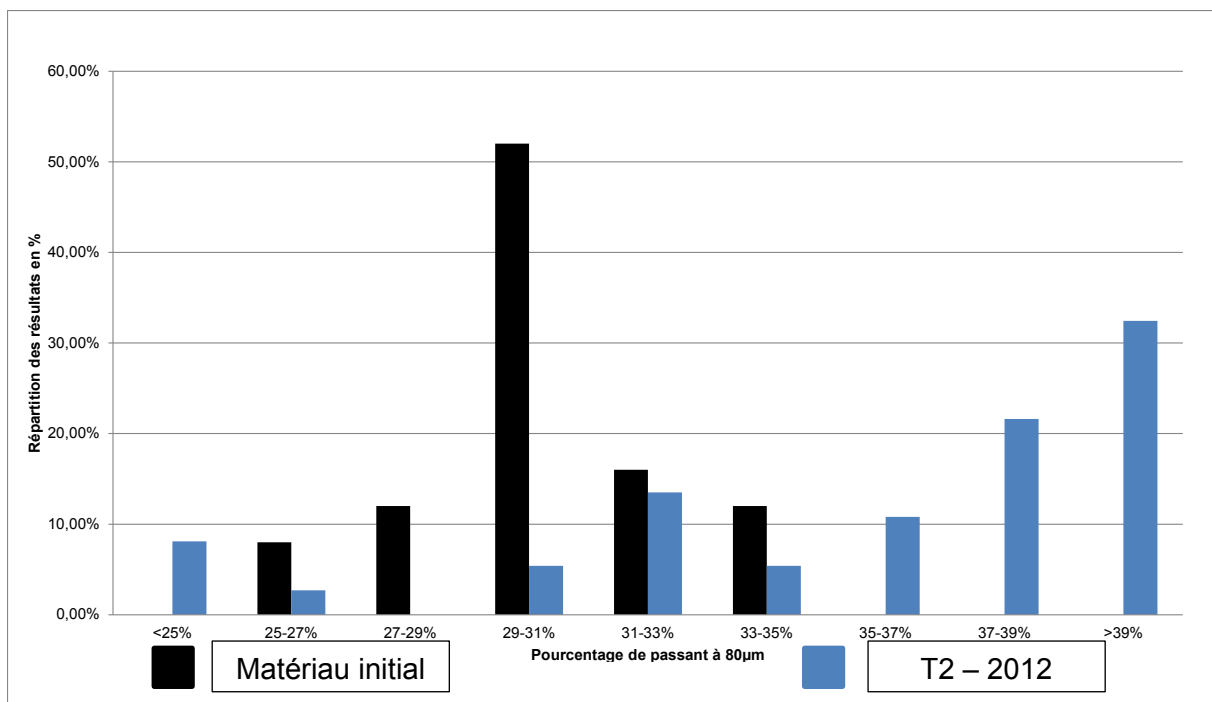


Figure 4-31 : Comparaison des mesures du pourcentage de passant au tamis de 80 µm lors de la réalisation de la couverture et à l'issue de la campagne de reconnaissance de 2012 (tranche 2)

Il semblerait que le passant à 80 µm du matériau T2 ait augmenté entre la mise en œuvre à la construction et la campagne de caractérisation de 2012.

4.8.3.3. Tranche 3

77 mesures du pourcentage de passant à 80 µm ont été réalisées lors de la mise en place de la couche de limon sableux sur la tranche 3. Le pourcentage de passant à 80 µm moyen est de 15% pour un écart type de 4%.

34 échantillons issus de la campagne de reconnaissance de 2012 ont été traités, le pourcentage de passant à 80 µm moyen est de 18,0% pour un écart type de 3,8%.

La répartition des valeurs pour les deux séries de mesures est donnée dans la Figure 4-32.

Sur cette figure on remarque que le passant à 80 µm semble avoir augmenté au cours du temps.

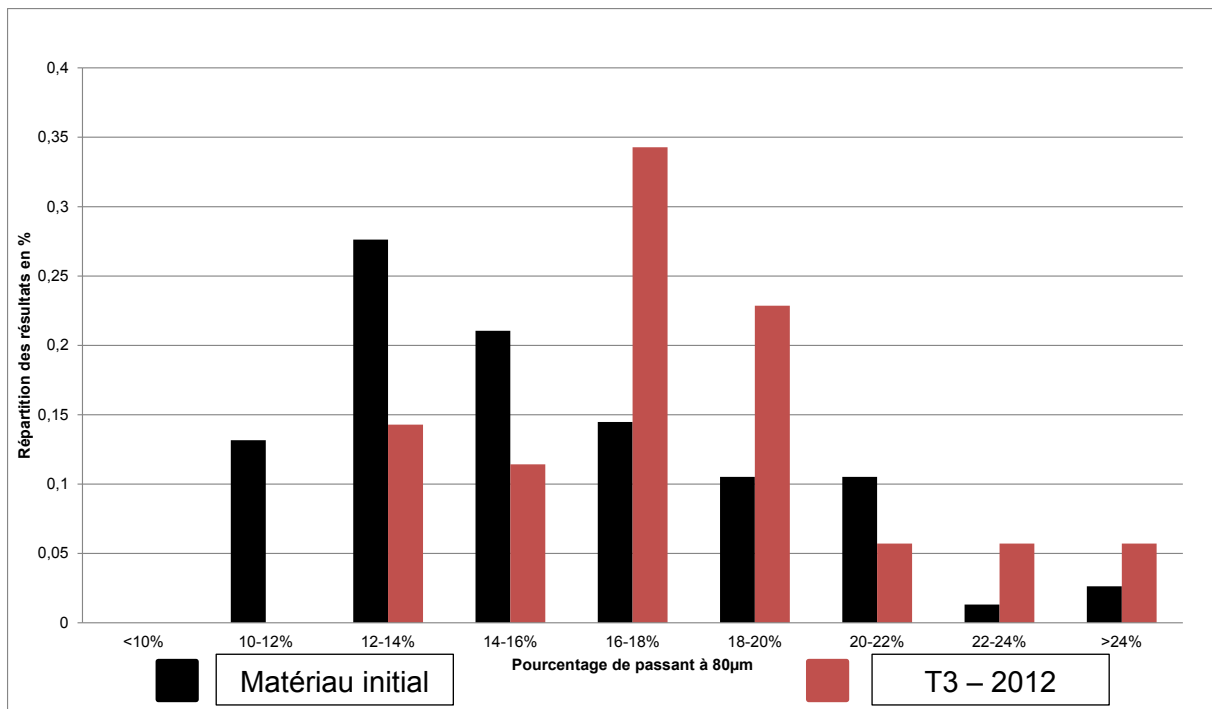


Figure 4-32 : Comparaison des mesures du pourcentage de passant au tamis de 80 µm lors de la réalisation de la couverture et à l'issue de la campagne de reconnaissance de 2012 (tranche 3)

4.8.4. Passant au tamis de 20 mm

4.8.4.1. Tranche 1

188 mesures du pourcentage de passant à 20 mm ont été réalisées lors de la mise en place de la couche de limon sableux sur la tranche 1. Le pourcentage de passant à 20 mm moyen est de 84% pour un écart type de 6%.

23 échantillons issus de la campagne de reconnaissance de 2012 ont été traités, le pourcentage de passant à 20 mm moyen est de 90,2% pour un écart type de 5,5%.

La répartition des valeurs pour les deux séries de mesures est donnée sur la Figure 4-33.

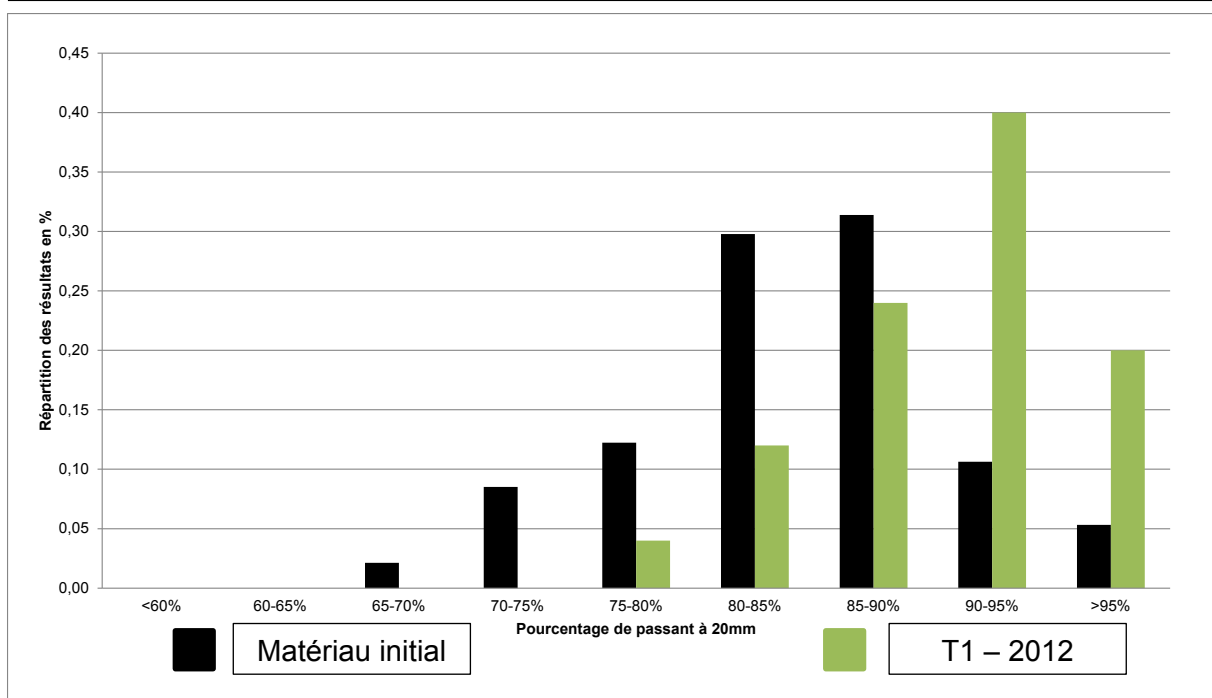


Figure 4-33 : Comparaison des mesures du pourcentage de passant au tamis de 20 mm lors de la réalisation de la couverture et à l'issue de la campagne de reconnaissance de 2012 (tranche 1)

4.8.4.2. Tranche 2

65 mesures du pourcentage de passant à 20 mm ont été réalisées lors de la mise en place de la couche de limon sableux sur la tranche 2. Le pourcentage de passant à 20 mm moyen est de 81% pour un écart type de 6%.

33 échantillons issus de la campagne de reconnaissance de 2012 ont été traités, le pourcentage de passant à 20 mm moyen est de 84,7% pour un écart type de 5,7%.

La répartition des valeurs pour les deux séries de mesures est donnée sur la Figure 4-34.

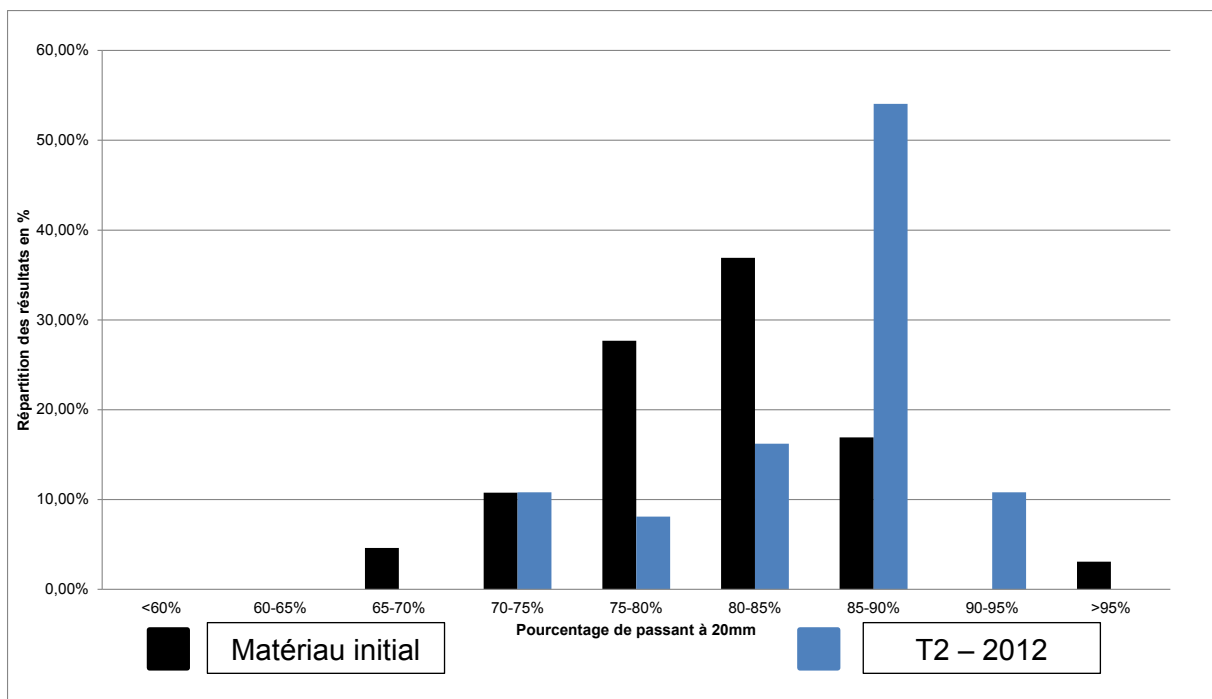


Figure 4-34 : Comparaison des mesures du pourcentage de passant au tamis de 20 mm lors de la réalisation de la couverture et à l'issue de la campagne de reconnaissance de 2012 (tranche 2)

4.8.4.3. Tranche 3

134 mesures du pourcentage de passant à 20 mm ont été réalisées lors de la mise en place de la couche de limon sableux sur la tranche 3. Le pourcentage de passant à 20 mm moyen est de 71% pour un écart type de 4%.

33 échantillons issus de la campagne de reconnaissance de 2012 ont été traités, le pourcentage de passant à 20 mm moyen est de 79,0% pour un écart type de 6,5%.

La répartition des valeurs pour les deux séries de mesures est donnée sur la Figure 4-35.

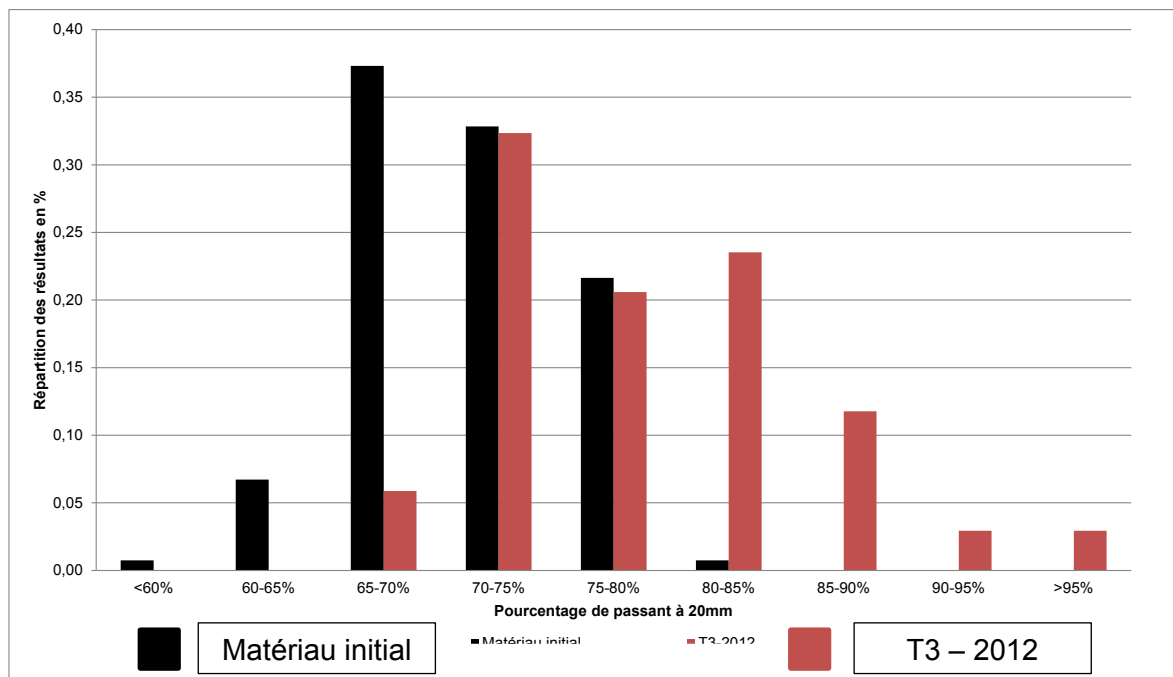


Figure 4-35 : Comparaison des mesures du pourcentage de passant au tamis de 20 mm lors de la réalisation de la couverture et à l'issue de la campagne de reconnaissance de 2012 (tranche 3)

4.8.5. Conclusion sur la comparaison entre le matériau initial et celui de 2012

En conclusion, il semble que les teneurs en eau des matériaux aient peu évolué au cours du temps restant autour de la teneur en eau w_{OPN} que nous avons mesurée. Cependant les γ_d à la construction sont supérieurs aux $\gamma_{d\ OPN}$ que nous avons évalués. Par contre nous n'avons pas fait de mesures de γ_d actuelles. En ce qui concerne les passant à 20 mm et 80 μm , ils ont tous globalement augmenté. Cela pourrait s'expliquer par différentes raisons, soit les plus gros éléments du matériau se sont dégradés progressivement du fait de l'érosion, soit cette diminution n'est en fait le résultat que d'une différence du mode d'échantillonnage, ce qui est plus probable. En effet pour les mesures de 2012, lors du prélèvement les plus gros éléments (de taille supérieure à 150 mm) n'ont pas été gardés. Si ces éléments ont été pris en compte lors de la mise en œuvre de la couverture, leur présence aurait pour effet de réduire la proportion en masse de passant des éléments plus fins aussi bien à 20 mm qu'à 80 μm , ce qui est observé en particulier pour T2 et T3. Le Tableau 4-8 regroupe ces résultats.

La comparaison semble peu donc pertinente.

Tableau 4-8 : Synthèse des paramètres comparés entre la phase de construction de la couverture du CSM et les prélèvements effectués en 2012

		Tranche 1	Tranche 2	Tranche 3
Passant moyen à 80 μm	Construction	49 %	30 %	15 %
	2012	43,9 %	36,1 %	18 %
Passant moyen à 20 mm	Construction	84 %	81 %	71 %
	2012	90,2 %	84,7 %	79 %
w construction moyenne		15,6 %	12,9 %	8,8 %
w_{OPN} 2012		12,3 %		11,1 %
γ_d construction moyen		19,4 kN/m ³	19,8 kN/m ³	19,6 kN/m ³
$\gamma_{d\ OPN}$ 2012		19,1 kN/m ³		19,7 kN/m ³

4.9. Caractérisation physique des matériaux traités

Dans la suite de l'étude, dans les chapitres 5, 6 et 7, le traitement des matériaux T12 et T3 avec deux adjuvants différents le premier, de la kaolinite (KAO dans la suite) et le second de la bentonite calcique activée en sodium (BCAS dans la suite) sont étudiés. Dans ce paragraphe les résultats de la caractérisation physique des matériaux traités avec les deux adjuvants sont donnés. Les taux de traitement choisis correspondent aux taux utilisés pour les mesures de conductivité hydraulique dans la suite de l'étude.

Pour la kaolinite les deux taux étudiés sont 12% (qui correspond à 12% de la masse sèche de l'échantillon) et 20%. Seules les caractéristiques Proctor normal de ce traitement ont été étudiées.

Pour la BCAS, trois taux sont utilisés dans la suite de l'étude, 5%, 7% et 12%. Pour chacun de ces taux, les limites d'Atterberg et la VBS ont été mesurées ainsi que les caractéristiques Proctor normal.

Les taux de traitement sont calculés sur la fraction 0/5 mm sèche des matériaux T12 ou T3. Ainsi si x est le taux de traitement en pourcentage voulu et m_{adjuvant} la masse d'adjuvant à ajouter à la masse $m_s^{0/5}$ de la fraction 0/5 mm du matériau que l'on souhaite traiter, on a la relation suivante : $m_{\text{adjuvant}} = \frac{x}{100} \cdot m_s^{0/5}$.

Les résultats de ces essais sont donnés dans la suite de ce chapitre et discutés.

4.9.1. VBS des matériaux T12 et T3 traités à la BCAS

Les résultats des essais sont donnés dans le Tableau 4-9 suivant. La valeur moyenne des mesures effectuées sur les échantillons des tranches 1 + 2 et la valeur moyenne des mesures effectuées sur les échantillons de la tranche 3 sont également rappelées comme la valeur mesurée sur le matériau type T12 et sur le matériau type T3.

Tableau 4-9 : Résultats des mesures de VBS sur les matériaux traités à la BCAS

Matériau	VBS
Moyenne des échantillons des tranches 1 et 2	0,90
T12	0,91
T12 traité à 5 % de BCAS	2,22
T12 traité à 7 % de BCAS	2,88
T12 traité à 12 % de BCAS	4,41
Moyenne des échantillons de la tranche 3	0,49
T3	0,50
T3 traité à 5 % de BCAS	2,04
T3 traité à 7 % de BCAS	2,37
T3 traité à 12 % de BCAS	3,45

Plus le taux de traitement augmente plus la VBS augmente. L'augmentation de la VBS s'explique car la BCAS augmente la fraction argileuse des mélanges, les rendant plus réactifs et augmentant leur capacité d'absorption du bleu de méthylène. On peut également souligner que le matériau T12 et ses mélanges ont toujours une VBS supérieure au matériau T3 à taux de traitement équivalent. Cela peut s'expliquer parce que le matériau T12 a une fraction argileuse (0/2 μm) plus importante que celle du matériau T3.

La Figure 4-36 représente la VBS pour les deux matériaux types étudiés en fonction du taux de traitement.

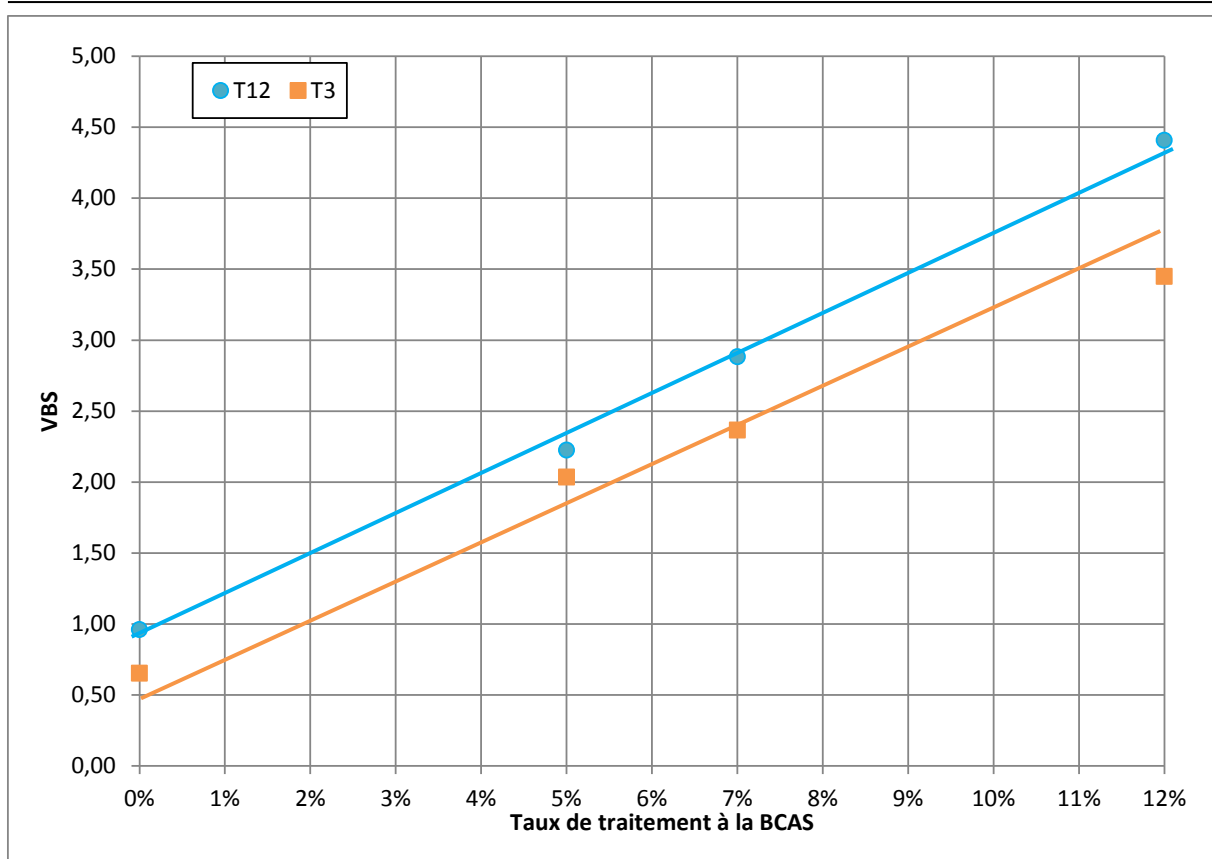


Figure 4-36 : VBS en fonction du taux de traitement pour les deux matériaux

Les deux lignes représentent la corrélation approximativement linéaire entre la VBS et le taux de traitement à la BCAS pour les deux matériaux types T12 et T3. Une relation linéaire avait déjà été observée par Couradin et al (2008). Le décalage pouvant être attribué au pourcentage de fines différent pour les deux matériaux (Tableau 4-5 : environ 12% pour T12 et 6% pour T3), sachant cependant qu'il ne s'agit pas d'argile aussi active que la montmorillonite.

4.9.2. Limites d'Atterberg des matériaux T12 et T3 traités à la BCAS

Comme pour les mesures de VBS, les limites d'Atterberg ont été mesurées sur les échantillons traités à la BCAS aux taux de 5%, 7% et 12%. Les résultats de ces essais sont donnés dans le Tableau 4-10. Les valeurs mesurées sur les matériaux types T12 et T3, la valeur moyenne des mesures sur les échantillons des tranches 1 et 2 et la valeur moyenne des échantillons de la tranche 3 sont également rappelées.

Tableau 4-10 : Résultats des mesures relatives aux limites d'Atterberg sur les matériaux traités à la BCAS

Matériau	w _l	w _p	I _p
Moyenne des échantillons des tranches 1 et 2	31,39%	22,28%	9,12%
T12	31,25%	21,87%	9,38%
T12 traité à 5 % de BCAS	53,74%	22,30%	31,44%
T12 traité à 7 % de BCAS	76,00%	27,13%	48,87%
T12 traité à 12 % de BCAS	110,35%	35,10%	75,25%
Moyenne des échantillons de la tranche 3	32,45%	22,77%	9,67%
T3	32,50%	22,81%	9,69%
T3 traité à 5 % de BCAS	52,87%	23,59%	29,27%
T3 traité à 7 % de BCAS	63,24%	27,70%	35,54%
T3 traité à 12 % de BCAS	109,23%	33,33%	75,90%

Ces résultats sont également présentés à la Figure 4-37.

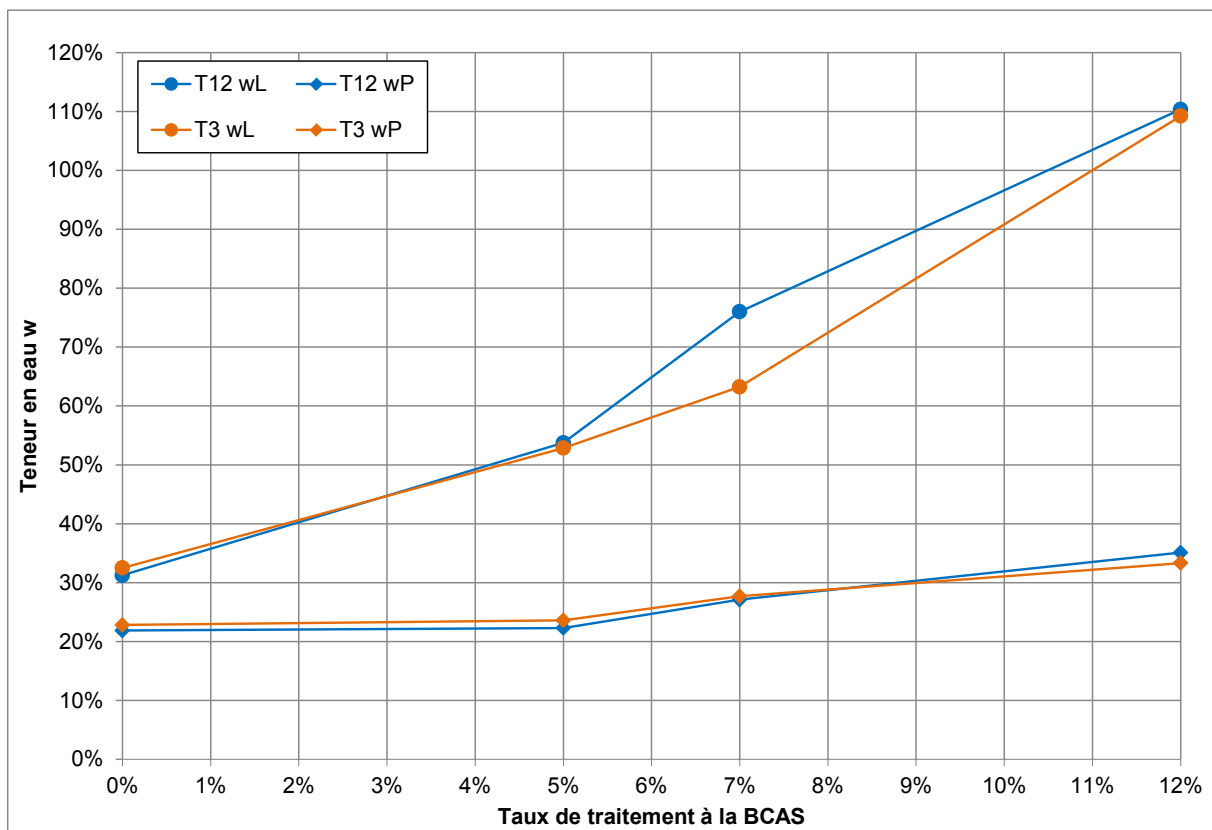


Figure 4-37 : Limites d'Atterberg des matériaux T12 et T3 traités à la BCAS

Cette figure montre qu'avec le taux de traitement, les limites d'Atterberg augmentent significativement. En particulier la limite de liquidité qui augmente nettement plus que la limite de plasticité ce qui implique que l'indice de plasticité augmente également nettement avec le taux de traitement à la BCAS (voir Figure 4-38).

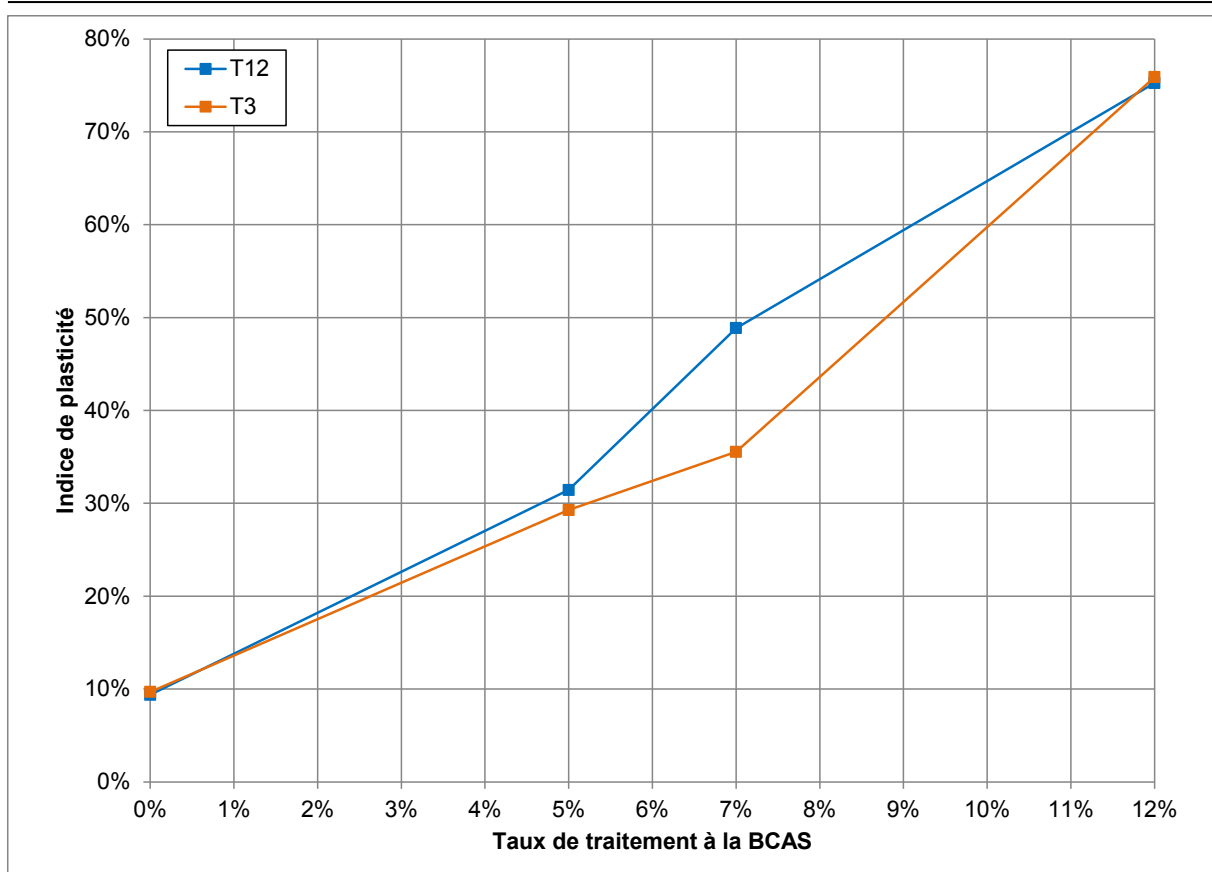


Figure 4-38 : Indice de plasticité des matériaux T12 et T3 traités à la BCAS

Cette figure montre qu'il y a peu de différence au niveau des limites d'Atterberg entre les matériaux T12 et T3 traités ou non traités mis à part pour le taux de traitement à 7%, ce qui s'explique probablement par une surestimation de la limite de liquidité. En effet la détermination des limites d'Atterberg est sujette à l'interprétation de l'opérateur ce qui peut causer des différences dans les résultats.

Les résultats des limites d'Atterberg sont représentés sur le diagramme de Casagrande de la Figure 4-39.

Sur cette figure on peut voir que les échantillons se situent tous dans la partie non organique et que les positions des échantillons T12 et T3 sont très similaires, mis à part pour le traitement à 7% de BCAS pour les raisons expliquées avant.

La plasticité des matériaux augmente fortement avec l'augmentation du taux de traitement. Rappelons que le taux de traitement est calculé sur la fraction 0/5 mm. Ainsi une fois tamisé à 400 μm pour les essais sur les limites d'Atterberg, cette "concentration" en bentonite ou kaolinite augmente par rapport au matériau initial (toute la bentonite et la kaolinite est inférieure à 400 μm).

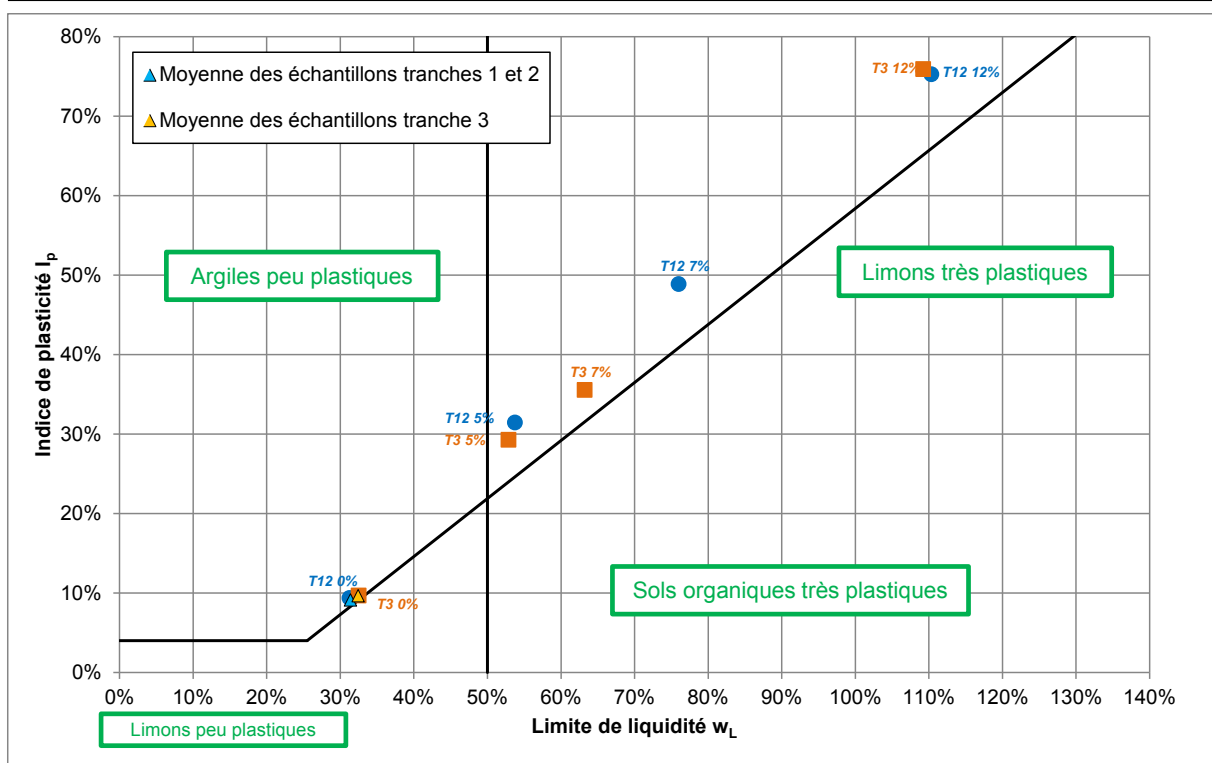


Figure 4-39 : Diagramme de Casagrande des matériaux T12 et T3 traités à la BCAS

4.9.3. Détermination des courbes Proctor des matériaux T12 et T3 traités à la BCAS et à la KAO

Dans ce paragraphe les courbes Proctor normal des échantillons T12 et T3 non traités, traités à 5%, 7% et 12% de BCAS et à 12% et 20% de KAO sont présentées. Ces courbes sont regroupées sur la Figure 4-40 pour le matériau T12 et sur la Figure 4-41 pour le matériau T3.

Les valeurs des poids volumiques secs des optimums Proctor normal γ_{dOPN} et des teneurs en eau de l'optimum Proctor normal w_{OPN} pour tous les traitements sont donnés au Tableau 4-11.

Les masses volumiques sèches de la bentonite et de la kaolinite ont également été mesurées à l'IFSTTAR. Les résultats sont :

- ρ_s bentonite = 2 634 kg/m³ – $\gamma_s \approx 26,3$ kN/m³,
- ρ_s kaolinite = 2 645 kg/m³, – $\gamma_s \approx 26,4$ kN/m³.

Cependant les courbes de saturation à 80% et 100% ont été tracées pour $\gamma_s = 27$ kN/m³ indépendamment des γ_s des mélanges, pour simplifier les comparaisons.

Tableau 4-11 : γ_{dOPN} et w_{OPN} en fonction des matériaux T12 et T3 et de leur traitement

Matériau	w_{OPN}	γ_{dOPN}
T12	12,3%	19,10 kN/m ³
T12 traité à 5 % de BCAS	15,0%	18,02 kN/m ³
T12 traité à 7 % de BCAS	16,4%	17,92 kN/m ³
T12 traité à 12 % de BCAS	17,6%	17,20 kN/m ³
T12 traité à 12 % de KAO	14,4%	18,43 kN/m ³
T12 traité à 20 % de KAO	14,6%	18,29 kN/m ³
T3	11,10%	19,70 kN/m ³
T3 traité à 5 % de BCAS	14,20%	18,89 kN/m ³
T3 traité à 7 % de BCAS	14,90%	18,40 kN/m ³
T3 traité à 12 % de BCAS	15,20%	17,80 kN/m ³
T3 traité à 12 % de KAO	13,8%	18,97 kN/m ³
T3 traité à 20 % de KAO	13,5%	18,88 kN/m ³

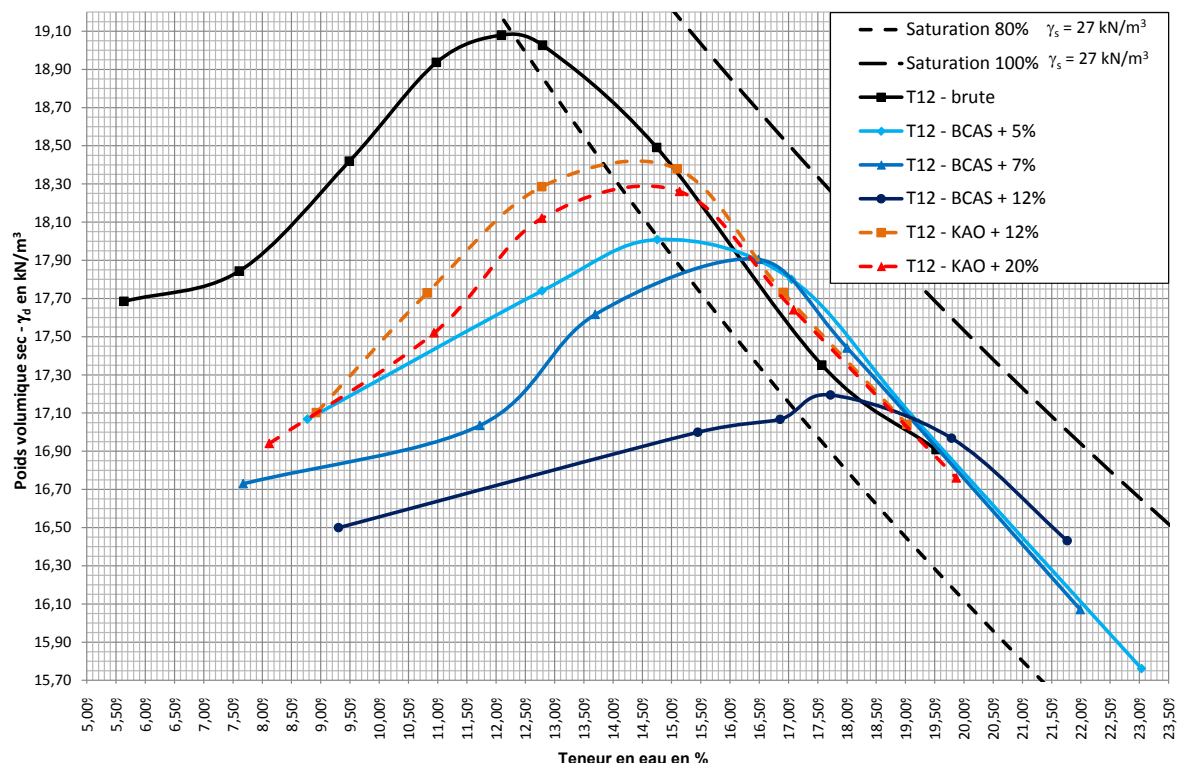


Figure 4-40 : Courbe Proctor du matériau T12 traité à différents taux de BCAS et de KAO

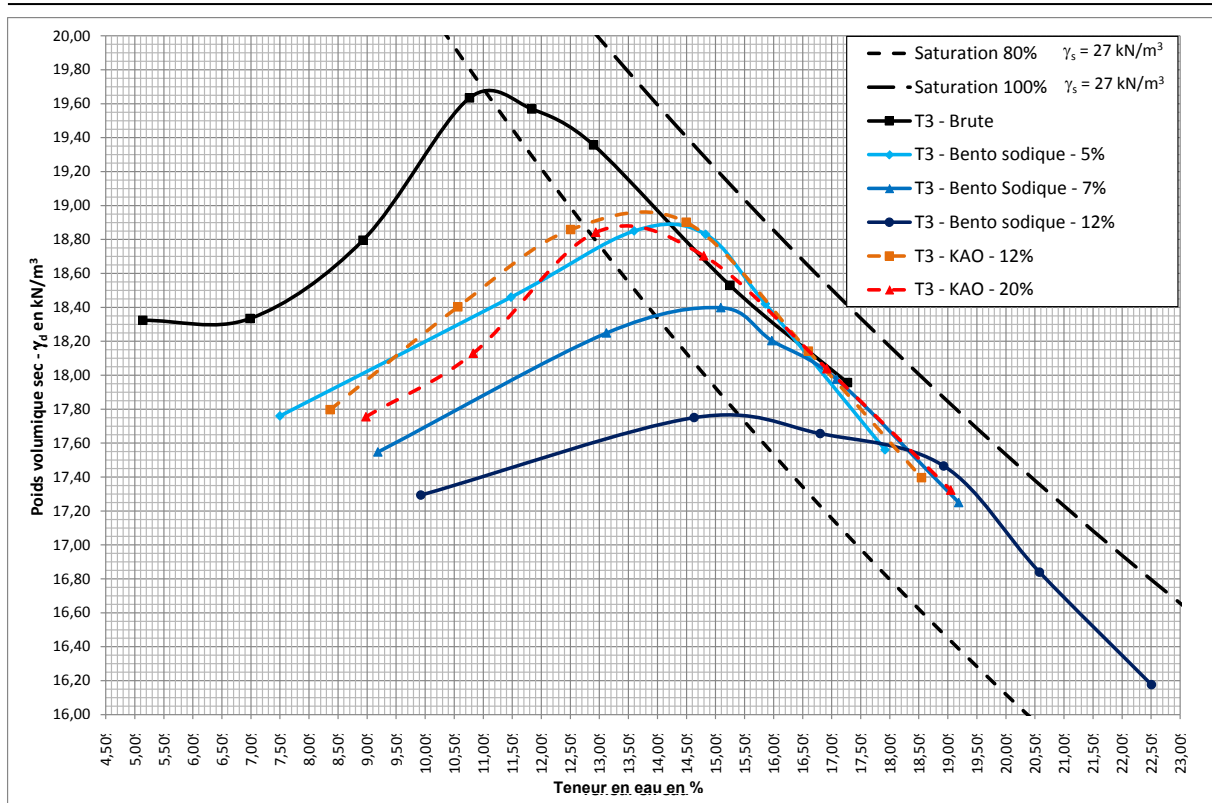


Figure 4-41 : Courbe Proctor du matériau T3 traité à différents taux de BCAS et de KAO

Pour les deux matériaux, l'augmentation du taux de traitement à la BCAS fait diminuer fortement γ_{dOPN} alors que w_{OPN} augmente. Ce constat est également observable pour le traitement à la KAO mais dans une moindre mesure. En effet les différences entre le taux 12% de KAO et 20% de KAO ne sont pas très marquées en comparaison de l'évolution du matériau avec le traitement à la BCAS. Ce type de résultat a déjà été observé (voir chapitre 3) par Couradin et al (2008). On peut également remarquer que les teneurs en eau w_{OPN} des matériaux traités à la BCAS restent nettement inférieures à leurs limites de plasticité w_p .

4.10. Stabilité hydraulique des matériaux types T12 et T3

Lors de la campagne d'essais hydrauliques (mesure à l'oedoperméamètre et essai de succion au bac à sable) présentés dans les chapitres 5 et 6, nous avons pu remarquer que certains matériaux perdaient des fines (principalement T3). Il nous a été rapporté oralement que le suivi du site a montré dans les premières années après la pose de la couverture, un dépôt de fines à la sortie de l'exutoire, surtout pour les tranches 1 et 2. Ce phénomène qui pourrait correspondre à une auto-stabilisation des matériaux ou à une mise en œuvre avec mouvement de fines, a disparu par la suite. Il a donc été recherché si le problème pouvait être causé par une érosion interne ou externe, érosion qui serait préjudiciable à la stabilité à long terme de la couche de limon sableux du CSM.

La stabilisation de la structure par rapport à un mouvement d'eau est effectivement importante, surtout lorsque l'on se place à long terme comme pour la couverture d'un site de stockage du type du CSM. Rappelons que les contrôles sur les pourcentages de passant à 80 μ m et 20 mm (§ 4.8.3 et § 4.8.4) n'ont pas montré une évolution claire du matériau dans le temps.

Dans cette partie, nous allons donc utiliser différents critères donnés en littérature pour vérifier s'ils sont respectés ou non.

Les facteurs principaux qui influencent l'érosion d'un matériau sont :

- la granulométrie : dans notre cas le matériau T12 à un pourcentage de passant à 80 μm de 39% et le passant à 2 μm est d'environ 12%. Le matériau T3 a quant à lui un passant à 80 μm de 18% et le passant à 2 μm est d'environ 6%. La continuité de la granulométrie induit une bonne imbrication des particules ou non,
- le gradient hydraulique appliqué : le gradient hydraulique appliqué sur les échantillons dans l'essai à l'oedoperméamètre est de 6. Pour l'essai de succion au bac à sable le gradient hydraulique maximum appliqué est 1,
- le poids volumique des matériaux est également important. Dans notre étude les matériaux sont compactés à l'énergie du Proctor normal ce qui correspond à une énergie forte et donc à un poids volumique sec important,
- le confinement.

Après la description du problème, la stabilité interne des matériaux T12 et T3 non traités sera étudiée en considérant dans un premier temps la granulométrie complète des matériaux, puis dans un second temps en ne considérant que la fraction 0/5 mm de ces deux matériaux (T12₀₋₅ et T3₀₋₅). En effet dans les deux types d'essais qui ont montré une perte de fines, la fraction des matériaux utilisée était la fraction 0/5 mm. Ensuite l'érosion externe sera également étudiée mais uniquement sur la fraction 0/5 mm des matériaux. Cette étude sera également menée sur les matériaux traités à la BCAS en utilisant un critère basé sur les limites d'Atterberg, dans le but de voir l'effet de ce traitement.

4.10.1. Présentation du problème

Comme précisé juste avant, les chapitres 6 et 7 décrivent respectivement les essais de mesure de la conductivité hydraulique (notamment à l'oedoperméamètre) et l'essai de succion au bac à sable. Lors de ces essais une perte de fines a pu être observée notamment dans le tube de sortie de l'échantillon de l'oedoperméamètre qui montrait un dépôt de fines, transportées par l'écoulement et cela principalement pour le matériau T3 compacté à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ à l'énergie du Proctor normal.

Les deux matériaux T12 et T3 ont montré la même tendance dans l'essai de succion au bac à sable. En effet les matériaux T12 et T3 non traités (mais surtout T3) ont montré une perte de particules fines dans cet essai. Comme le montre les auréoles de couleur sous l'échantillon sur le filtre du bac à sable (voir Figure 4-42).



Figure 4-42 : Photographies montrant la perte de fines de l'échantillon T3 0% E1 lors de l'essai de succion au bac à sable

Grâce à cet essai il a été également possible d'observer ce phénomène sur les matériaux traités (ce qui n'avait pas été le cas à l'oedoperméamètre). Cependant cette perte de fines diminue avec l'augmentation du taux de traitement à la BCAS. Ce comportement est clairement visible à la Figure 4-43, qui montre l'état du filtre situé sous les échantillons à différents traitements après les avoir retirés à la fin de l'essai de succion au bac à sable.

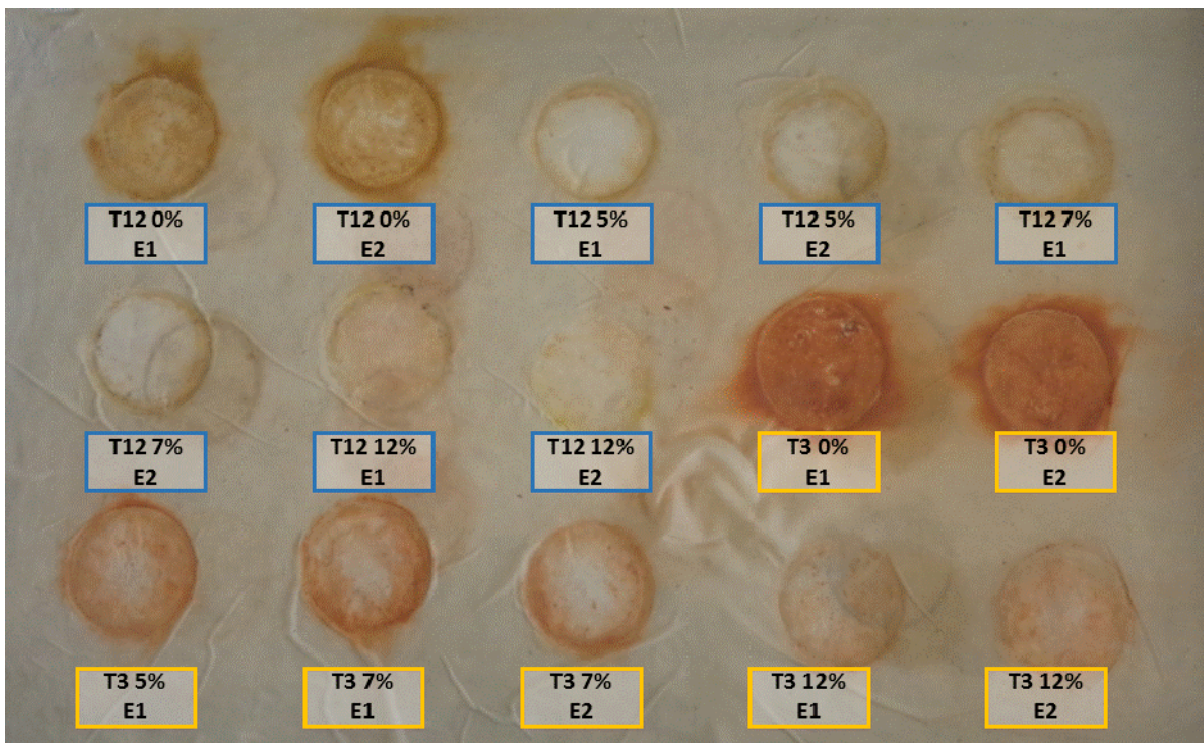


Figure 4-43 : Photographie du filtre situé sous les échantillons après l'essai de succion au bac à sable (en bleu le matériau type T12 et jaune le matériau type T3, le pourcentage indique le taux de traitement à la BCAS)

Les conditions de réalisation de ces deux essais sont données ci-après :

L'oedoperméamètre (voir chapitre 6) :

- Faible contrainte de confinement verticale de 26 kPa (qui correspond à la contrainte qu'appliquerait une couche de sol d'un peu plus de 1 m d'épaisseur), avec une déformation radiale nulle (anneau métallique),

- La température du laboratoire d'environ 20°C,
- Une charge hydraulique de 10 cm,
- La fraction granulométrique des échantillons est la fraction 0/5 mm,
- Les échantillons sont compactés à l'énergie Proctor normal en utilisant la procédure de compactage de l'essai Proctor. La teneur en eau utilisée est la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$. Ensuite l'anneau métallique est foncé dans le moule Proctor pour obtenir l'échantillon (diamètre=7 cm et hauteur=2 cm).

L'essai de succion au bac à sable (voir chapitre 7) :

- Pas de contrainte de confinement, déformation radiale nulle (anneau métallique),
- La température du bac à sable est d'environ 20°C,
- La fraction granulométrique des échantillons est la fraction 0/5 mm,
- Les échantillons sont compactés à l'énergie du Proctor normal en utilisant la procédure de compactage de l'essai Proctor. La teneur en eau utilisée est la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$. Ensuite l'anneau métallique est foncé dans le moule Proctor pour obtenir l'échantillon (diamètre=5 cm et hauteur=3 cm)
- Les échantillons sont séparés du sable fin du bac à sable par un filtre,
- Les échantillons sont désaturés progressivement avec l'augmentation de la succion par palier.

Impact possible d'une perte de fines pour un matériau de couverture de centre de stockage :

La perte de fines pour un matériau de couverture de centre de stockage aura un impact négatif sur la résistance mécanique et sur les caractéristiques hydrauliques du matériau (augmentation de la conductivité hydraulique). Il est possible de distinguer les causes d'érosion d'un matériau en fonction de l'impact de celles-ci (impact sur la résistance mécanique du matériau ou sur sa conductivité hydraulique) sur le comportement de la couverture (Pham, 2008).

- Une diminution des caractéristiques peut être due à :
 - une énergie de compactage trop faible,
 - une absence ou un mauvais dimensionnement du filtre,
 - une utilisation de matériaux dispersifs (argile, limon, sables fins).
- Une augmentation de la conductivité hydraulique peut être due à :
 - la présence de fissures dans l'échantillon.

Bien que ces causes soient présentées séparément, elles sont dans la réalité, interdépendantes.

Afin d'étudier la tendance pour les deux matériaux à perdre des fines, les critères de stabilité interne et d'érosion externe sont étudiés dans la suite.

4.10.2. Erosion interne et érosion externe

Quand un sol est soumis à un écoulement d'eau, les particules fines qui le composent peuvent être entraînées avec le flux d'eau, causant alors un réarrangement de la structure du sol. On peut distinguer pour ce départ de fines deux mécanismes, érosion interne ou érosion externe.

Nous nous proposons dans ce paragraphe de donner les définitions de ces deux types d'érosion.

L'érosion interne :

L'érosion interne consiste en un réarrangement et au transport des particules fines d'un sol à cause du passage d'un flux d'eau à travers le squelette granulaire d'un sol (Ziems, 1969). Kezdi (1969) et Wan et Fell (2004) souligne la différence entre la structure primaire (particules grossières) qui ne change pas lors du passage de l'eau, et la structure secondaire (fines particules), qui au contraire est susceptible de disparaître ou d'être transportée.

L'érosion interne survient quand les critères suivants sont satisfaits :

- Le diamètre des fines particules est plus petit que l'espace poreux entre les gros grains de la structure primaire,
- La quantité de particules fines ne permet pas de remplir l'intégralité des vides de l'espace poral entre les grains de la structure primaire,
- La vitesse du flux d'eau permet aux particules fines de se déplacer dans la structure primaire.

Lorsque ces conditions sont réunies, le phénomène ne s'arrête que lorsque les fines particules en mouvement sont stoppées parce que l'espace poral entre les gros grains de la structure primaire devient trop petit pour les laisser passer (auto-filtre). L'érosion interne intervient sous forme de suffusion ou de phénomène de renard. La suffusion également appelée instabilité interne, implique uniquement que les particules fines se déplacent au travers de la matrice grossière du matériau.

L'érosion externe :

L'érosion externe consiste en une perte de particules fines à l'interface entre deux couches ou deux matériaux différents. Cette perte étant causée par l'intervention d'un facteur extérieur (climatique) comme la pluie, le vent, les vagues ou encore des cycles de gel/dégel. C'est généralement l'eau qui cause ce type d'érosion. On peut d'ailleurs identifier trois types d'érosion externe causée par l'eau, à savoir l'érosion due à la pluie, l'érosion de rivière ou l'érosion côtière.

4.10.3. Stabilité interne des sols T12 et T3 – Critères géométriques

Shuler (1995) explique que la sensibilité à la suffusion dépend de différents facteurs comme la granulométrie, la forme des grains, la porosité, la rugosité des grains, la cohésion des grains, le gradient hydraulique, la direction de l'écoulement et les propriétés du fluide.

De plus il est généralement admis dans la littérature que les sols cohésifs ne sont pas sujets à la suffusion. En effet le phénomène serait trop lent du fait de la très petite taille des pores et de l'attraction entre les particules.

Deux types de critères existent et peuvent être utilisés :

- critères géométriques (ou granulométriques), ils sont basés sur la courbe granulométrique du matériau et sur la proportion de fines qu'il contient,
- critère hydraulique, ces critères prennent également en compte la vitesse de l'écoulement de l'eau à travers la matrice du matériau.

Dans cette étude nous utiliserons des critères géométriques pour vérifier la stabilité interne des matériaux types T12 et T3.

Généralement les critères géométriques comparent la taille des fines particules avec celle des "gros" grains de la courbe granulométrique du matériau. En effet si la taille des pores entre les "gros" grains est plus grande que la taille des fines particules, celles-ci pourront être entraînées au travers avec l'écoulement de l'eau (Li, 2008). On trouve dans la littérature, différentes approches décrivant ce phénomène.

Différents critères peuvent être utilisés pour vérifier la stabilité interne des matériaux types T12 et T3. Ces critères seront appliqués sur la courbe complète des matériaux (T12 et T3) ainsi que sur la fraction 0/5 mm (T12₀₋₅ et T3₀₋₅). Il est à remarquer que l'ensemble des critères utilisés par la suite ont été formulés principalement pour des sols de granulométrie grossière. Dans notre cas les matériaux T12 et T3 ont une part de particules fines (<80 µm) importante (respectivement 39% et 18% de passant à 80 µm), cependant la proportion de limon dans la fraction fine est importante ce qui implique une faible cohésion.

La représentativité de ces critères sera également recherchée en considérant l'observation expérimentale faite que le matériau T3 a une tendance plus importante à perdre des particules fines que le matériau T12.

4.10.3.1. Critère de Lubochkov (1968)

D'après Lubochkov, le mouvement des particules fines d'un sol dépend principalement de la forme de la courbe granulométrique. Il a donc élaboré une méthode analytique fonction de la pente de la courbe granulométrique. Selon la pente de la courbe (à un facteur de sécurité près) le sol est considéré comme stable ou non. Cette analyse se traduit par le critère de stabilité [4-5]

$$\frac{\Delta P_{sup}}{\Delta P_{inf}} = \frac{P(\chi d) - P(d)}{P(d) - P\left(\frac{d}{\chi}\right)} < \chi^{0.6} \quad [4-5]$$

où d représente tous les diamètres des grains du matériau, P(x) est le pourcentage de passant massique pour une taille de grain x et χ est un coefficient choisi en fonction du coefficient de sécurité voulu (voir Tableau 4-12).

Ce ratio représente la variation de la pente de la courbe granulométrique (en semi-logarithmique) entre la fraction immédiatement supérieure à d et la fraction inférieure à d. Ce critère tend à limiter la variation de pente de la courbe granulométrique.

Tableau 4-12 : Coefficient χ en fonction du coefficient de sécurité recherché pour la méthode de Lubochkov

Facteur de sécurité	χ
1	10
1,5	5
2,3	2,5

Nous avons choisi dans notre étude de prendre un facteur de sécurité de 1. La Figure 4-44 montre les résultats de cette analyse réalisée sur la courbe granulométrique complète des matériaux T12 et T3 et sur la courbe granulométrique de la fraction 0/5 mm.

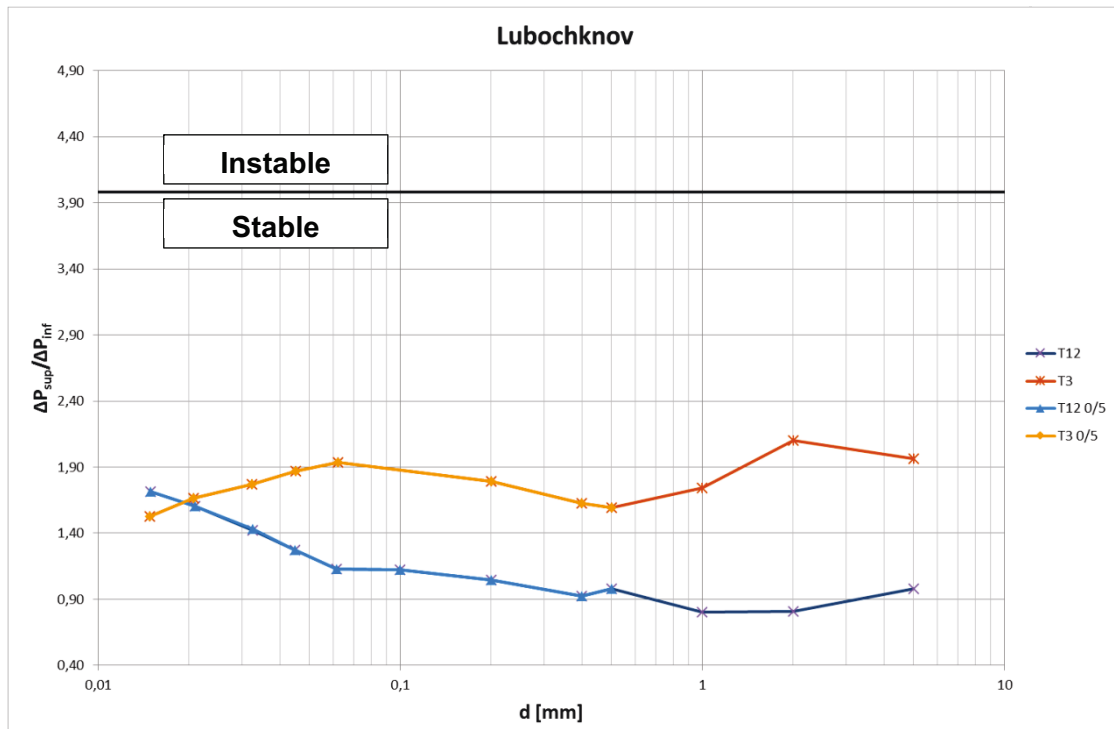


Figure 4-44 : Résultats de la vérification de la stabilité interne avec le critère de Lubochknov (1968)

Ce graphique montre l'évolution du rapport $\Delta P_{sup}/\Delta P_{inf}$ en fonction du diamètre "d" des grains. Si la courbe ainsi obtenue est située sous la limite $\chi^{0,6}$ le critère est vérifié et le matériau est considéré comme stable du point de vue de la stabilité interne.

Dans notre étude ce critère est toujours vérifié pour les deux matériaux. On peut également remarquer qu'il n'y a pas de différence entre les résultats des matériaux à granulométrie complète ou lorsqu'on ne considère que la fraction 0/5 mm.

4.10.3.2. Critère de Kezdi (1969)

Le critère de Kezdi consiste à appliquer le critère de rétention de Terzaghi et Peck(1948) à tous les points de la courbe granulométrique. Par conséquent pour chaque point de la courbe granulométrique (diamètre d des grains) du matériau étudié, celle-ci est divisée en deux parties, la partie grossière et la partie fine. Le critère à vérifier pour que le matériau soit considéré comme stable est donné dans l'équation [4-6]. Il doit être vérifié pour chaque taille de grains d.

$$d_{15}^C < 4 \cdot d_{85}^F \quad [4-6]$$

où d_{15}^C est le diamètre des grains correspondant à 15% de passant massique de la fraction grossière du matériau (supérieure à d) et d_{85}^F est le diamètre des grains correspondant à 85% de passant massique de la fraction fine du matériau (inférieure à d).

Kezdi a vérifié cette méthode sur trois sols à granulométrie discontinue qui présentaient donc un excès ou un manque de certains diamètres de particules de sol. Fannin et Moffat (2006) ont également testé cinq sols à granulométrie discontinue ou à granulométrie étalée. Ils ont réalisé leur étude dans un perméamètre et ont conclu que le rapport de 4 entre d_{15}^C et d_{85}^F

choisi par Kezdi était bien en adéquation avec les résultats qu'ils ont obtenus expérimentalement.

La Figure 4-45 présente les résultats que nous avons obtenus sur les matériaux T12, T3 et T12₀₋₅ et T3₀₋₅.

Le graphique semi logarithmique montre l'évolution du rapport $4d_{85}^C/d_{15}^F$ en fonction du diamètre d correspondant au point séparant la partie fine et la partie grossière de la courbe. Quand ce rapport est supérieur à 1 le critère est vérifié et le sol est considéré comme stable du point de vue de sa stabilité interne.

Pour le matériau T12, si on prend la granulométrie complète, ce matériau est toujours instable alors que le matériau T3 est stable pour les particules de diamètres supérieurs à 2,5 mm.

Lorsqu'on ne considère que la fraction 0/5 mm de ces matériaux, T12₀₋₅ est stable pour tous les diamètres de grains supérieurs à 0,025 mm, tandis que T3₀₋₅ est stable pour tous les diamètres de grains supérieurs à 0,13 mm.

Dans les deux cas, le critère de Kezdi ne correspond pas à l'observation expérimentale que nous avons faite, puisqu'il montre que T3 est plus stable que T12 (l'expérience a montré l'inverse). Cependant les résultats donnés par le critère de Kezdi peuvent ne pas être en adéquation avec la réalité des matériaux, comme cela a été montré par Chapuis (1992), Wan et Fell (2004) et Li et Fannin (2008).

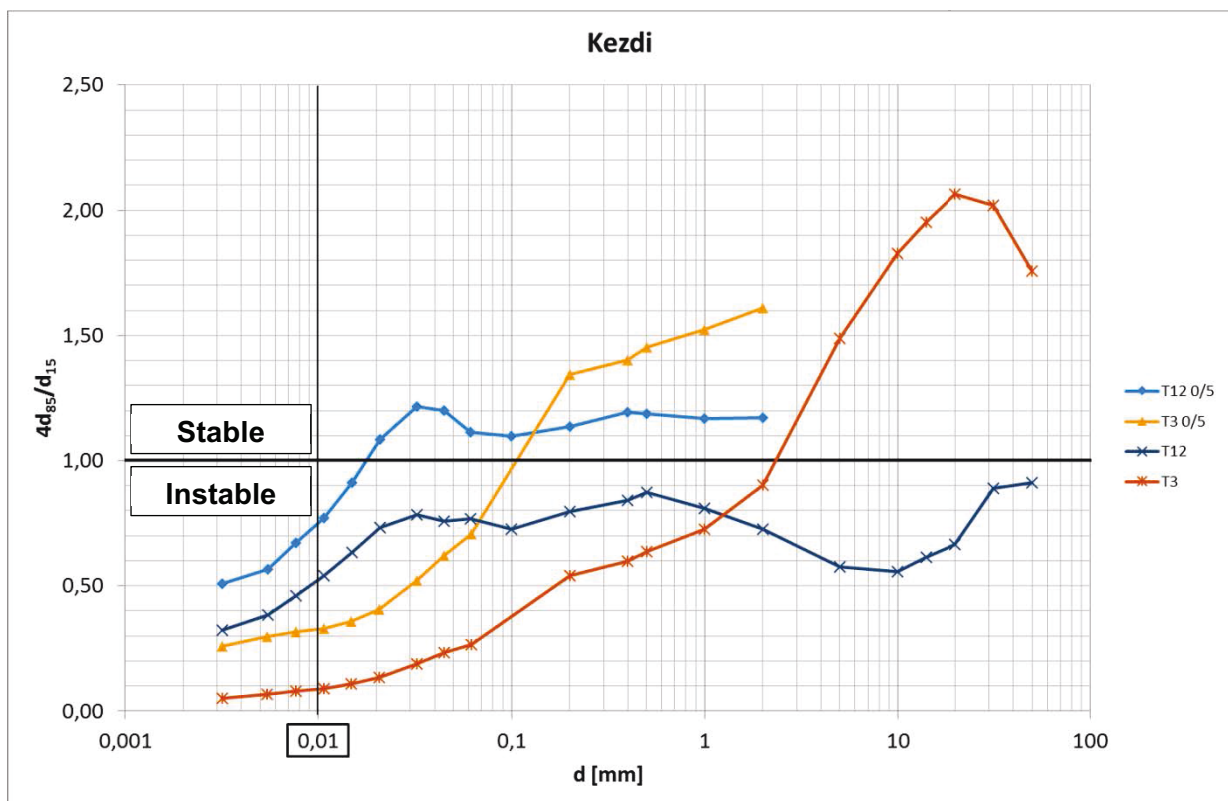


Figure 4-45 : Résultats de la vérification de la stabilité interne avec le critère de Kezdi (1969)

Chapuis (1992) a montré que le critère de Kezdi devait être appliqué avec précaution, notamment du fait du manque d'information sur l'influence de certains facteurs donnés ci-dessous (Li, 2008) :

- L'importance des forces perturbatrices permettant le transport des fines dues à des vibrations ou à l'écoulement de l'eau,
- L'effet stabilisant ou déstabilisant de ces forces,
- La porosité,
- La ségrégation initiale du sol.

Cependant ces facteurs ne semblent pas critiques dans le cadre de nos expériences.

Dans l'essai réalisé au perméamètre, le gradient hydraulique (condition 1 ci-dessus) est assez fort (gradient imposé de 5), ce qui n'est pas le cas dans l'essai de succion au bac à sable. Les conditions de compactage sont, quant à elles, satisfaisantes (énergie du Proctor normal et teneur en eau côté humide) ce qui évite les problèmes dus à l'indice des vides.

Wan et Fell (2004) ont étudié la stabilité interne de mélanges d'argile-limon-gravier et de limon-sable-gravier. Ils ont conclu que la méthode qui consiste à scinder la courbe granulométrique d'un matériau en deux (une partie fine et une partie grossière), est une technique trop conservatrice qui peut classer des sols stables dans la catégorie instable.

Li et Fannin (2008) ont utilisé plusieurs critères granulométriques sur 29 sols ayant une courbe granulométrique discontinue et sur 33 sols ayant une courbe granulométrique continue. Ils ont montré que le critère de Kezdi donne de meilleurs résultats sur la stabilité interne des matériaux ayant une granulométrie discontinue, lorsque le critère est appliqué au niveau de la discontinuité.

4.10.3.3. Critère de Kenney et Lau (1985, 1986)

Le critère de Kenney et Lau consiste à comparer le pourcentage $P(d)$ massique des grains de diamètre inférieur ou égal à d , avec $H(d)$ qui correspond au pourcentage massique de la fraction du matériau dont la taille des grains est comprise entre d et $4d$

$$H(d) = P(4d) - P(d) \quad [4-7]$$

Le matériau est considéré comme stable si

$$H(d) > P(d) \quad [4-8]$$

Ce critère est limité par les points suivants :

- Le critère est utilisable pour des matériaux pulvérulents compactés dont la taille des grains est supérieure à 80 μm ,
- Pour les sols qui sont caractérisés par un coefficient d'uniformité $C_U = d_{60}/d_{10} > 3$, seuls les points $P(d) < 20\%$ doivent être considérés,
- Pour les sols dont le coefficient d'uniformité $C_U = d_{60}/d_{10} < 3$ seuls les points $P(d) < 30\%$ doivent être considérés.

Ce critère a été obtenu en étudiant la porosité de matériaux utilisés comme filtres granulaires. Kenney et Lau ont réalisé des essais de perméabilité sur ces matériaux avec un écoulement d'eau vertical, un gradient hydraulique variable et en appliquant une vibration. La Figure 4-46 montre les résultats pour les matériaux T12, T3, T12_{0/5} et T3_{0/5}.

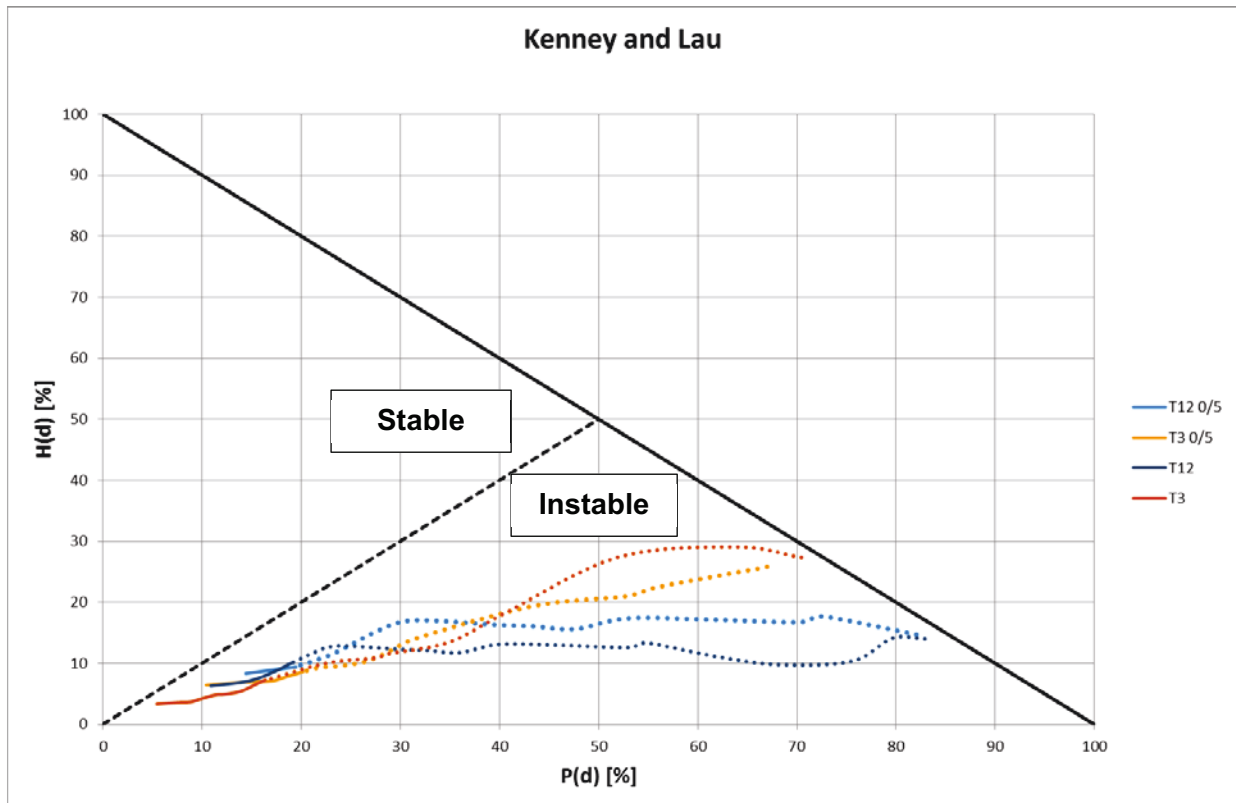


Figure 4-46 : Résultats de l'étude de stabilité interne des matériaux – Critère de Kenney et Lau (1985-1986)

Si les points de coordonnées $[P(d); H(d)]$ sont situés sous la limite formée par la ligne $P(d)=H(d)$ le critère n'est pas vérifié et le sol est considéré comme instable. Dans notre étude nous avons représenté en pointillé le résultat du critère dans la zone où les conditions limites ne sont pas respectées ($P(d) > 20\%$). De plus ce critère ne peut être appliqué que sur la fraction supérieure à $80\ \mu\text{m}$.

Pour ce critère nos matériaux ne sont jamais considérés comme stables, on peut également ajouter qu'il n'y a pas de grande différence lorsque l'étude est menée sur la courbe granulométrique complète ou uniquement sur la fraction 0/5 mm.

Chapuis (1992), Wan et Fell (2004) et Li et Fannin (2008) ont montré que le critère de Kenney et Lau semblait être également trop conservatif (comme le critère de Kezdi).

Kenney et Lau (1985, 1986) expliquent d'ailleurs que leur critère peut être trop conservatif du fait des conditions de l'expérimentation qu'ils ont utilisées pour le déterminer (vitesse forte d'écoulement de l'eau et vibrations), conditions qui sont généralement plus critiques que celles auxquelles est soumis le matériau dans la réalité. De plus ce critère est utilisé pour les matériaux pulvérulents ($d > 80\ \mu\text{m}$).

4.10.3.4. Critère de Burenkova (1993)

Burenkova (1993) a déduit son critère de résultats d'une série d'expérimentations en laboratoire menée sur 22 matériaux granulaires, caractérisés par :

- différentes formes de courbes granulométriques (concave, convexe, linéaire),
- un C_U maximum de 200,
- une taille des grains maximum de 100 mm.

L'hypothèse de base de ce critère est que la stabilité interne d'un matériau dépend de la forme de la courbe granulométrique, et que la fraction fine n'intervient pas dans le squelette du matériau, si celle-ci n'implique pas d'augmentation de volume lorsqu'elle est mélangée à la part grossière du matériau (Li, 2008).

La Figure 4-47 montre les résultats des essais de Burenkova. Sur ce graphique, les points (ronds) noirs représentent les sols instables (zones I et III) et les croix noires les sols stables (zone II).

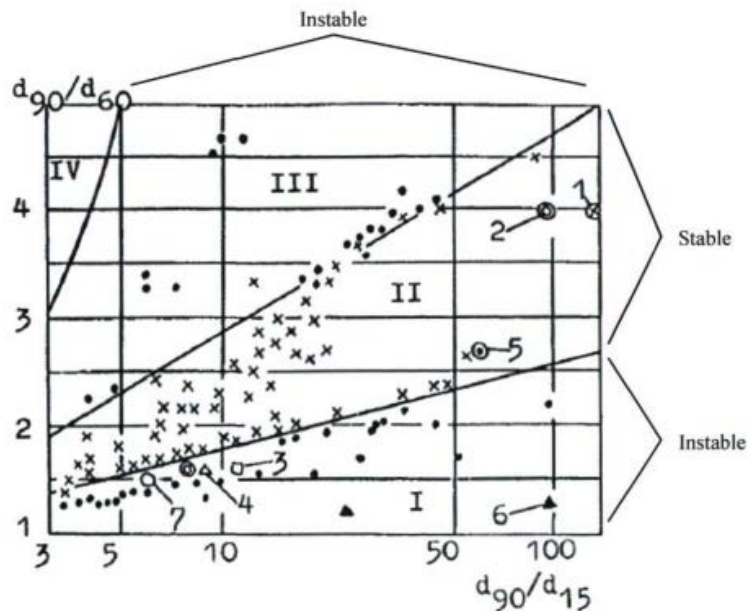


Figure 4-47 : Résultats des expérimentations de Burenkova (1993)

Deux droites délimitent les domaines où les sols sont stables. Les équations de ces deux droites sont données ci-dessous :

$$\frac{d_{90}}{d_{60}} = 0.76 \cdot \log_{10} \frac{d_{90}}{d_{15}} + 1 \quad [4-9]$$

$$\frac{d_{90}}{d_{60}} = 1.86 \cdot \log_{10} \frac{d_{90}}{d_{15}} + 1 \quad [4-10]$$

avec d_{90} , d_{60} et d_{15} qui représentent les diamètres correspondant respectivement à 90%, 60% et 15% de passant massique du matériau.

Le Tableau 4-13 donne les rapports d_{90}/d_{60} et d_{90}/d_{15} de nos matériaux, chaque couple correspond à un point sur la Figure 4-48.

Tableau 4-13 : Rapports d_{90}/d_{60} et d_{90}/d_{15} pour les quatre matériaux (T12, T3, T12_{0/5} et T3_{0/5}) étudiés

	T12	T3	T12 _{0/5}	T3 _{0/5}
d_{90}/d_{15}	8024,67	767,10	1259,58	922,97
d_{90}/d_{60}	32,05	3,89	10,58	5,27

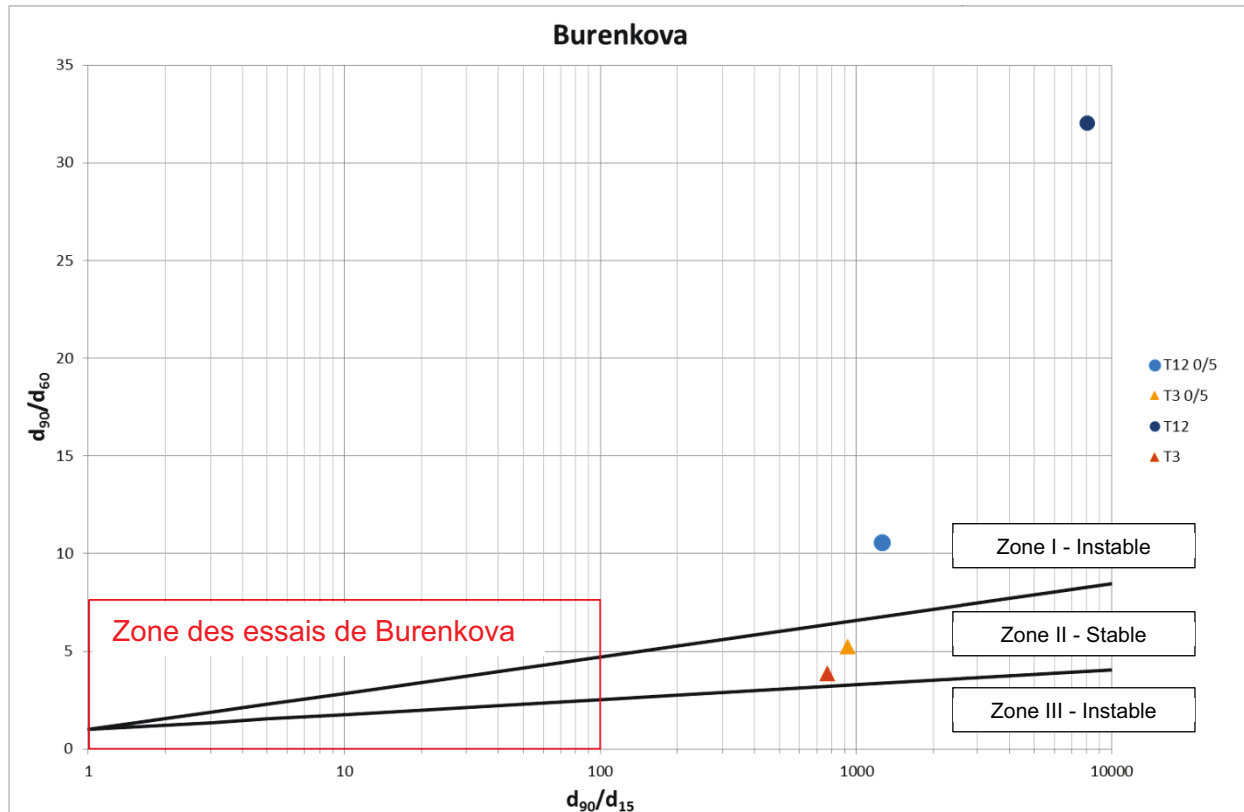


Figure 4-48 : Résultats de l'étude de stabilité interne des matériaux – Critère de Burenkova (1993)

Les matériaux T12 et T12_{0/5} sont situés dans la partie instable alors que T3 et T3_{0/5} sont situés dans la zone stable. Ces résultats sont en contradiction avec les observations lors de nos expérimentations (T3 moins stable que T12).

On peut d'ailleurs souligner que nos matériaux sont à l'extérieur de la zone étudiée par Burenkova (rapport d_{90}/d_{15} maximum de Burenkova est de 100 notre minimum est de 767).

Wan et Fell (2004) ont expliqué que cette méthode est moins conservative que celle de Kenney et Lau, cependant elle classe parfois certains sols instables comme étant des sols stables.

4.10.3.5. Critère de Liu (2005)

Le critère de Liu a été obtenu pour évaluer la stabilité de matériaux pulvérulents et sans cohésion.

L'hypothèse de base de ce critère est qu'un matériau est stable lorsque les particules fines occupent entièrement l'espace vide formé par les particules grossières (Liu, 2005). En utilisant une combinaison d'analyses théoriques et de résultats d'essais, le critère suivant a été proposé :

- | | |
|----------------------------|---------------------|
| - $P(d_n) < 25 \%$ | Instable |
| - $25 \% < P(d_n) < 35 \%$ | Phase de transition |
| - $P(d_n) > 35 \%$ | Stable |

Dans ce critère, $P(d_n)$ est le passant massique des grains de diamètre inférieur à d_n . d_n correspondant au diamètre séparant la partie fine de la partie grossière du matériau. Pour les matériaux à granulométrie discontinue, ce diamètre correspond au diamètre manquant ; pour les sols à granulométrie continue, ce diamètre d_n est donné par [4-11].

$$d_n = \sqrt{d_{70}d_{10}} \quad [4-11]$$

Avec d_{70} et d_{10} les diamètres des grains correspondant respectivement à 70% et 10% de passant massique.

Le Tableau 4-14 montre les résultats obtenus avec nos quatre matériaux.

Tableau 4-14 : Résultats de l'étude de stabilité interne des matériaux – Critère de Liu (2005)

	T12	T3	T12_{0/5}	T3_{0/5}
d_n [mm]	0,0582	0,3511	0,0192	0,0404
P(d_n)	35,37%	26,22%	32,78%	28,33%
Résultats	$P(d_n) > 35\%$ Stable	$25\% < P(d_n) < 35\%$ Phase de transition	$25\% < P(d_n) < 35\%$ Phase de transition	$25\% < P(d_n) < 35\%$ Phase de transition

Lorsque l'on utilise la courbe granulométrique complète de nos matériaux, T12 est stable alors que T3 est en phase de transition. Lorsqu'on utilise la courbe granulométrique de la fraction 0/5 mm, les deux matériaux sont dans la phase de transition, néanmoins T12_{0/5} est plus proche du seuil de stabilité que T3_{0/5}.

Bien que ce critère ait été élaboré pour des matériaux pulvérulents, les résultats qu'il donne sont plus en adéquation avec les observations que nous avons faites lors de nos essais.

4.10.3.6. Critère de Mao (2005)

Le critère de Mao a été obtenu comme le critère de Liu (2005), pour évaluer la stabilité de matériaux pulvérulents et sans cohésion.

L'expression de ce critère est similaire à celle de Liu, cependant la limite utilisée pour déterminer qu'un matériau est stable ou non dépend de sa porosité n .

L'expression du critère de Mao est donnée par les équations [4-12] et [4-13].

$$P(d_n) < \frac{100}{4(1-n)} \% \quad \text{Instable} \quad [4-12]$$

$$P(d_n) \geq \frac{100}{4(1-n)} \% \quad \text{Stable} \quad [4-13]$$

Avec n la porosité du sol, et $P(d_n)$ est le passant massique des grains de diamètre inférieur à d_n . d_n correspond au diamètre séparant la partie fine de la partie grossière du matériau. Pour

les matériaux à granulométrie discontinue, ce diamètre correspond au diamètre manquant ; pour les sols à granulométrie continue ce diamètre d_n est donné par [4-14].

$$d_n = 1,3\sqrt{d_{85}d_{15}} \quad [4-14]$$

avec d_{85} et d_{15} les diamètres des grains correspondant respectivement à 85% et 15% de passant massique.

Pour le critère de Mao, la porosité est calculée avec l'équation [4-15].

$$n = 1 - \frac{\gamma_{d\text{ OPN}+2\%}}{\gamma_s} \quad [4-15]$$

$\gamma_{d\text{ OPN}+2\%}$ est le poids volumique sec (kN/m^3) en référence aux essais Proctor réalisés à la teneur en eau optimum +2%. γ_s est le poids volumique des grains (kN/m^3), mesuré et donné au paragraphe 4.7.

Le Tableau 4-15 donne les résultats de $\gamma_{d\text{ OPN}+2\%}$, γ_s et n pour nos quatre matériaux.

Tableau 4-15 : Résultats de $\gamma_{d\text{ OPN}+2\%}$, γ_s et n pour nos quatre matériaux

	T12	T3	T12_{0/5}	T3_{0/5}
$\gamma_{d\text{ OPN}+2\%}$ [kN/m^3]	18,77	19,46	18,77	19,46
γ_s [kN/m^3]	26,79	27,36	26,79	27,36
n	0,2995	0,2888	0,2995	0,2888

Le Tableau 4-16 donne les résultats du critère de Mao appliqué à nos matériaux.

Tableau 4-16 : Résultats de l'étude de stabilité interne des matériaux – Critère de Mao (2005)

	T12	T3	T12_{0/5}	T3_{0/5}
d_n [mm]	0,3251	1,3866	0,0599	0,1387
$P(d_n)$	50,51%	37,11%	47,25%	38,00%
Limite inférieure	35,69%	35,15%	35,69%	35,15%
Résultats	Stable	Stable (<i>limite</i>)	Stable	Stable (<i>limite</i>)

D'après ce critère, les quatre matériaux sont stables. On peut signaler que T12 et T12_{0/5} se révèlent nettement plus stables que T3 et T3_{0/5}. Ces résultats sont assez similaires à ceux obtenus avec le critère de Liu au paragraphe précédent.

Bien qu'il ait été établi pour étudier la stabilité de matériaux purement frottants, le critère de Mao (2005) donne des résultats plus en adéquation avec les observations que nous avons faites. De plus ce critère est le seul qui prend en compte la compacité du matériau (qui intervient dans le terme de porosité) pour en étudier la stabilité interne.

4.10.3.7. Conclusions sur la stabilité interne des matériaux

Les résultats obtenus avec les six critères présentés dans ce paragraphe sont regroupés dans le Tableau 4-17.

Tableau 4-17 : Synthèse des résultats obtenus avec les six critères présentés sur les quatre matériaux étudiés

	T12	T3	T12₀₋₅	T3₀₋₅
Lubochkov (1969)	Stable	Stable	Stable	Stable
Kezdi (1969)	Instable	Stable pour $d > 2,5 \text{ mm}$	Stable pour $d > 0,025 \text{ mm}$	Stable pour $d > 0,13 \text{ mm}$
Kenney and Lau (1986)	Instable	Instable	Instable	Instable
Burenkova (1993)	Instable	Stable	Instable	Stable
Liu (2005)	Stable	Phase de transition	Phase de transition	Phase de transition
Mao (2005)	Stable	Stable (<i>limite</i>)	Stable	Stable (<i>limite</i>)

Les résultats dépendent fortement des critères utilisés pour vérifier la stabilité interne des matériaux. Il est également important de choisir le bon critère qui est fonction des caractéristiques du sol à étudier. En conséquence les résultats obtenus peuvent être erronés car la plupart de ces critères ont été créés pour étudier la stabilité interne de matériaux purement frottants utilisés en filtre, alors que dans notre étude les matériaux T12 et T3 ont une proportion de particules argileuses ($< 2 \mu\text{m}$) non négligeable qui donne de la cohésion à nos matériaux.

Le critère de Kezdi (1969) n'est vérifié que sur la fraction fine des matériaux mais comme précisé par Chapuis (1992) et Wan et Fell (2004), ce critère est plutôt conservatif. Cette remarque est également valable pour le critère de Kenney et Lau (1986). Au contraire le critère de Burenkova (1993) peut selon Wan et Fell (2004), classer des sols instables dans la catégorie stable d'autant plus que dans notre étude tous les matériaux sont à l'extérieur de la zone que l'auteur a utilisée pour définir son critère (voir Figure 4-48).

Le critère de Mao (2005) a l'avantage de prendre en compte la compacité des sols, puisqu'il utilise la porosité du matériau étudié pour calculer la limite à atteindre pour que le matériau soit stable. Les résultats obtenus avec les deux critères de Liu (2005) et Mao (2005) sont plus en adéquation avec les observations que nous avons faites lors de nos essais, à savoir que le matériau T3 est moins stable que le matériau T12.

En conclusion, une érosion interne ne paraît pas correspondre clairement au mécanisme observé, si l'on se base sur un nombre de critères relativement important. Nous allons donc rechercher un autre mécanisme possible d'instabilité.

Comme précisé au début de ce paragraphe, les échantillons utilisés dans l'oedoperméamètre ou dans l'essai de succion au bac à sable peuvent également être sujets à une érosion externe (ou de contact). Il s'agit d'un effet que l'on pourra retrouver en paroi latérale des œdomètres ou carottiers, ou à la face aval (par rapport à l'écoulement) de l'éprouvette.

4.10.4. Stabilité externe des sols T12 et T3

Différents essais ont été utilisés pour déterminer une relation entre l'érosion de surface et les propriétés d'un matériau. Généralement ces méthodes nécessitent de calculer une contrainte de cisaillement critique, qui représente la sensibilité du matériau vis-à-vis de l'érosion de surface. Ainsi, si un écoulement d'eau crée une contrainte de cisaillement sur le matériau supérieure à la contrainte de cisaillement critique, une érosion de surface du matériau est possible (Pham, 2008). $\tau > \tau_c$ implique une érosion externe.

Dans les paragraphes suivants, quelques relations empiriques sont utilisées pour quantifier la sensibilité des matériaux T12_{0/5} et T3_{0/5} à l'érosion externe et pour évaluer l'effet de la bentonite sur cette sensibilité. Notre étude de la stabilité externe des matériaux a été menée uniquement sur la fraction 0/5 mm car c'est sur cette fraction que les essais ont été réalisés (Limites d'Atterberg, oedoperméamètre, essai de succion au bac à sable).

Il est important de noter que les relations utilisées dans la suite sont encore du domaine de la recherche et ne donnent pas systématiquement des résultats en accord avec les conditions réelles in situ. Par conséquent, dans ce cas aussi, il est important de connaître les limites de ces relations pour analyser de façon critique les résultats.

4.10.4.1. Analyse des matériaux non traités T12₀₋₅ et T3₀₋₅

Shields (1936) a été l'un des premiers auteurs à proposer une relation empirique permettant de déterminer la contrainte de cisaillement critique τ_c en fonction d'un diamètre de grains de référence. Cette relation est donnée dans l'équation [4-16].

$$\tau_c = d_{50} \quad [4-16]$$

Avec τ_c la contrainte de cisaillement critique (Pa) et d_{50} le diamètre des grains (en mm) correspondant à 50% de passant massique du matériau. La théorie de Shield a été développée en étudiant des matériaux uniformes sans cohésion pour lesquels l'entraînement des particules n'est dû qu'à la gravité, la poussée d'Archimède et à l'écoulement. Bien que pour des particules fines il faille ajouter les forces électromagnétiques et électrostatiques, cette théorie a été étendue aux matériaux fins (Clark et Wynn, 2006).

Smerdon et Beasley (1961) ont proposé les équations suivantes :

$$\tau_c = 3,54 \cdot 10^{-28,1 \cdot d_{50}} \quad [4-17]$$

$$\tau_c = 0,493 \cdot 10^{0,0182 \cdot CF} \quad [4-18]$$

$$\tau_c = 0,16 \cdot Ip^{0,84} \quad [4-19]$$

Avec τ_c exprimée en Pa, d_{50} exprimé en m, CF la fraction argileuse (pourcentage massique de passant inférieur à 2 μm) et I_p l'indice de plasticité du matériau. Smerdon et Beasley ont obtenu ces équations en étudiant onze matériaux cohésifs du Missouri. Les échantillons n'étaient pas compactés (simplement nivelés) et soumis à un écoulement croissant. La contrainte de cisaillement critique a été définie comme étant la contrainte de cisaillement qui impliquait le début de l'arrachement des grains (Clark et Wynn, 2006).

Julian et Torres (2006) ont proposé la formulation [4-20] qui prend en compte la fraction de limon SC correspondant au passant massique à 63 μm .

$$\tau_c = 0,1 + 0,1779 \cdot SC + 0,0028 \cdot SC^2 - 2,34 \cdot 10^{-5} \cdot SC^3 \quad [4-20]$$

avec τ_c exprimée en Pa et SC exprimée en pourcentage.

Le calcul des contraintes de cisaillement critiques avec ces cinq équations ci-dessus, est donné dans le Tableau 4-18.

Tableau 4-18 : Résultats du calcul des contraintes de cisaillement critique pour les matériaux T12₀₋₅ et T3₀₋₅

	τ_c [Pa]	
	T12 ₀₋₅	T3 ₀₋₅
Shields [4-16]	0,08	0,34
Smerdon Beasley [4-17]	3,52	3,46
Smerdon Beasley [4-18]	0,97	0,81
Smerdon Beasley [4-19]	1,05	1,08
Julian Torres [4-20]	15,03	8,51

L'équation [4-16] (Shields, 1936) donne un τ_c très faible du fait que l'extension de la théorie à notre matériau fin n'est pas basée sur des observations expérimentales. Cette méthode donne donc selon toute vraisemblance une sous-estimation de la contrainte de cisaillement critique du matériau. Cette équation n'est pas applicable aux matériaux fins (Clark et Wynn, 2006).

Les trois équations ([4-17]; [4-18]; [4-19]) de Smerdon et Beasley (1961) ont été développées au laboratoire sur des matériaux cohésifs. Elles sont donc mieux applicables à notre étude. Lorsqu'on regarde les résultats donnés par les deux premières, T12₀₋₅ est légèrement plus résistant à l'érosion que T3₀₋₅. Cela est dû à un d_{50} plus petit et à une fraction argileuse plus importante pour T12 (T12₀₋₅ \rightarrow d_{50} =0,08 mm et CF=16,21% ; T3₀₋₅ \rightarrow d_{50} =0,34 mm et CF=11,72%).

L'équation [4-19] donne des résultats pour T12₀₋₅ et T3₀₋₅ très proches, cela est dû à leur indice de plasticité voisin.

L'équation [4-20] de Julian et Torres (2006) donne les contraintes de cisaillement critiques les plus élevées. Cela est dû à la fraction limoneuse qui est bien plus importante que la

fraction argileuse. A partir de cette équation, $T12_{0-5}$ apparaît nettement plus résistant que $T3_{0-5}$ ($T12_{0-5} \rightarrow SC=47,87\%$; $T3_{0-5} \rightarrow SC=31,57\%$).

Les résultats de cette étude sur l'érosion externe apparaissent donc plus en adéquation avec les observations que nous avons faites lors de nos expérimentations, que les résultats de l'étude sur la stabilité interne. Une érosion externe, avec un effet de paroi, paraît possible dans nos expériences, aussi bien à l'œdomètre que dans les essais de succion.

4.10.4.2. Effet du traitement à la bentonite

L'effet du traitement à la bentonite (BCAS) est analysé en utilisant deux méthodes relatives aux limites d'Atterberg : la méthode de Gibbs (1962) et l'équation [4-19] de Smerdon et Beasley (1961).

Gibbs (1962) a réalisé des essais d'érosion en laboratoire sur 45 échantillons intacts prélevés sur différentes berges de cours d'eau. Le résultat de cette étude est la définition de plusieurs niveaux de sensibilité à l'érosion, positionnés sur le diagramme de Casagrande (voir Figure 4-49).

Sur cette figure, les points représentent les sols étudiés par Gibbs. Les points correspondant aux matériaux $T12_{0-5}$ et $T3_{0-5}$ sont positionnés à la limite entre la zone de forte résistance à l'érosion et la zone de sensibilité à l'érosion faible. $T12_{0-5}$ 5% et $T3_{0-5}$ 5% (soit les matériaux traités à 5% de bentonite), sont positionnés dans la zone de sensibilité à l'érosion faible. Les matériaux traités à 7% et 12% de bentonite, sont à l'extérieur de l'intervalle d'indice de plasticité étudié par Gibbs. Pour cela les points traités à 12% ne sont pas représentés sur ce graphique.

Les résultats donnés par l'équation [4-19] de Smerdon et Beasley (1961) sont regroupés dans le Tableau 4-19 et à la Figure 4-50.

Tableau 4-19 : Résultats de l'analyse de l'effet du traitement à la bentonite sur la stabilité externe des matériaux $T12_{0-5}$ et $T3_{0-5}$ –Méthode de Smerdon et Beasley (1961)

Taux de traitement à la bentonite	τ_c [Pa]	
	$T12_{0-5}$	$T3_{0-5}$
0%	1,05	1,08
5%	2,90	2,73
7%	4,20	3,21
12%	6,03	6,07

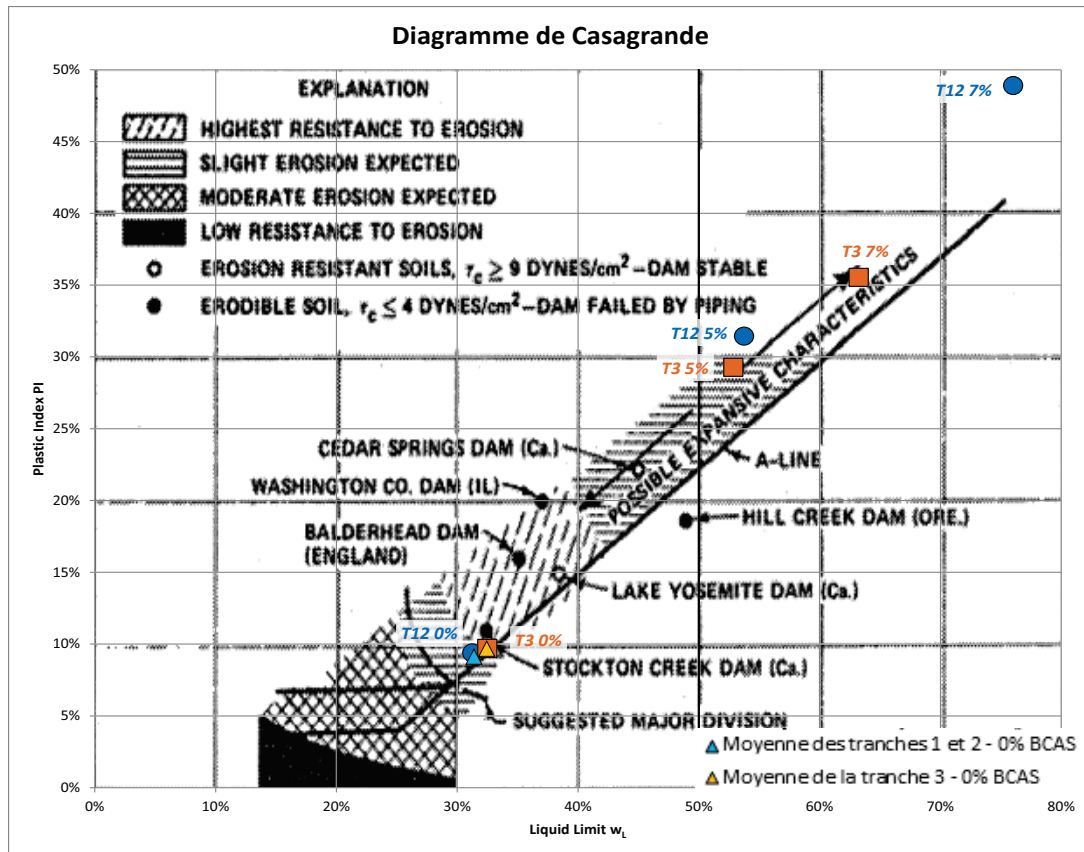


Figure 4-49 : Résultats de l'analyse de l'effet du traitement à la bentonite sur la stabilité externe des matériaux T12₀₋₅ et T3₀₋₅ –Méthode de Gibbs (1962)

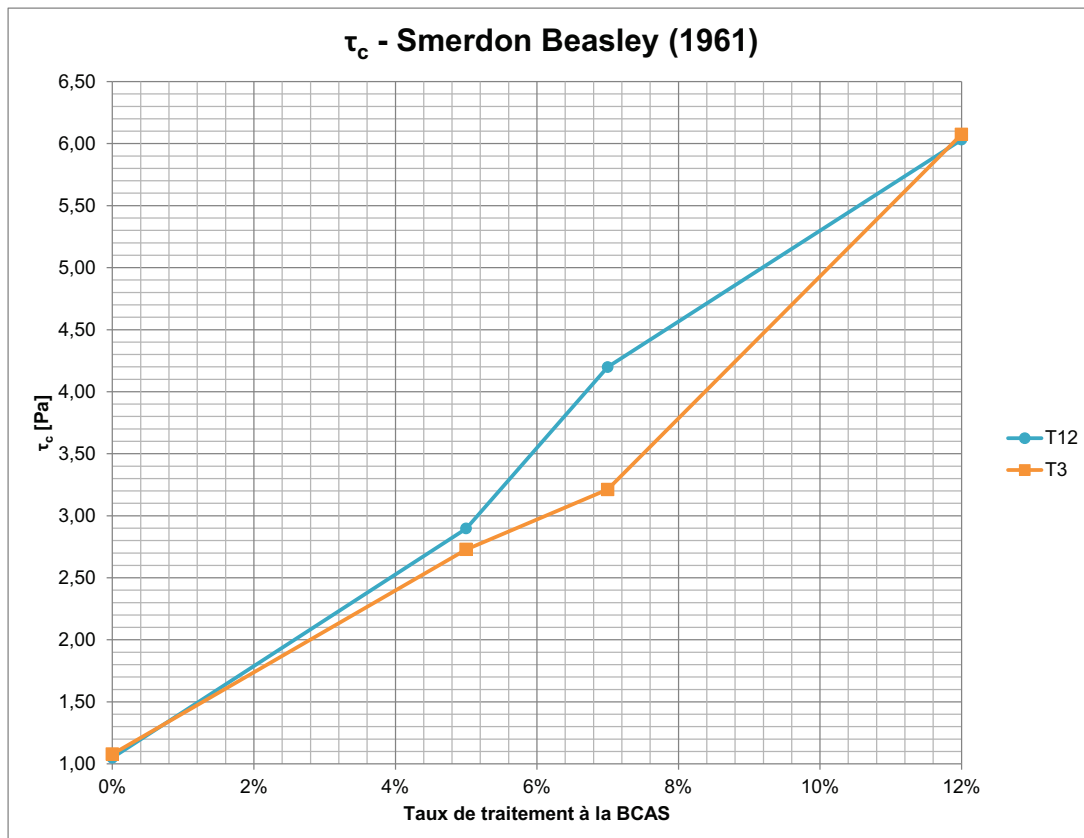


Figure 4-50 : Résultats de l'analyse de l'effet du traitement à la bentonite sur la stabilité externe des matériaux T12₀₋₅ et T3₀₋₅ –Méthode de Smerdon et Beasley (1961)

L'augmentation du taux de traitement à la bentonite fait croître logiquement la contrainte de cisaillement critique τ_c . Selon l'équation [4-19], plus l'indice de plasticité est élevé, plus la résistance à l'érosion est forte. Pour ces raisons τ_c augmente proportionnellement à l'indice de plasticité qui évolue lui-même avec le taux de traitement à la bentonite. Cette équation permet donc bien de montrer l'effet stabilisateur du traitement à la bentonite vis-à-vis de l'érosion externe sans néanmoins montrer de différence entre T12 et T3.

4.10.4.3. Conclusion sur l'érosion externe

Aucune des méthodes présentées n'est consolidée. Au vu de l'équation donnée par Shields (1936) et de l'équation [4-17] de Smerdon et Beasley (1961), l'utilisation d'un diamètre de référence pour les matériaux contenant une proportion de fines importante ne semble pas être judicieuse, du fait des forces électromagnétiques et électrostatiques existantes entre ces fines particules qui ne sont pas considérées (Briaud et al., 2001).

Concernant la méthode de Gibbs (1962) et de l'équation [4-19] de Smerdon et Beasley (1961), des études menées par Arulanandam et Perry (1983), Briaud et al. (2001), Wan et Fell (2004) ont montré qu'il n'y avait pas de corrélation directe entre la contrainte de cisaillement critique et les limites d'Atterberg.

Concernant la relation entre le pourcentage de fines et la contrainte de cisaillement critique (Smerdon et Beasley [4-18] and Julian et Torres [4-20]), différents auteurs ont étudié ce sujet. Ils ne sont pas tous d'accord sur la forme de la relation entre ces paramètres (Pham, 2008).

Bien que les méthodes utilisées ne soient pas toujours compatibles, il est possible de retenir deux conclusions importantes :

- La contrainte de cisaillement critique de T12 est généralement supérieure à celle de T3,
- Plus le taux de traitement à la bentonite est important plus la contrainte de cisaillement critique est importante, et donc plus la stabilité à l'érosion externe est assurée.

Ces deux conclusions peuvent expliquer le phénomène observé lors de l'essai œdométrique et de l'essai de succion au bac à sable, sachant que le niveau de contrainte de cisaillement dans les essais, n'a pas été estimé dans nos essais.

4.10.5. **Conclusions**

Dans ce chapitre la sensibilité à l'érosion des deux matériaux T12 et T3 a été étudiée ainsi que l'influence d'un traitement à la bentonite sur le phénomène d'érosion externe.

Tout d'abord des critères de stabilité interne ont été appliqués aux matériaux T12 et T3 non traités (matériaux qui semblent les plus sujets à l'érosion interne). Pour cela nous avons utilisé la courbe granulométrique complète des matériaux ainsi que la courbe granulométrique de la fraction 0/5 mm.

Les critères de stabilité interne des matériaux sont généralement déterminés sur des sols purement frottants, ce qui explique que les résultats que nous avons obtenus sur nos matériaux ne soient pas toujours compatibles avec les observations que nous avons faites. En effet seuls les critères de Liu (2005) et Mao (2005) montrent que le matériau T12 est plus stable du point de vue de l'érosion interne que le matériau T3. En revanche les différences entre les résultats obtenus, avec la courbe granulométrique complète des matériaux ou sur la fraction 0/5 mm, ne sont pas significatives.

L'étude de l'érosion externe des matériaux T12 et T3 non traités a été réalisée uniquement sur la fraction granulométrique 0/5 mm. Les résultats obtenus sont plutôt en accord avec les observations que nous avons faites, à savoir que T3 est plus sensible à l'érosion externe que T12.

Enfin l'effet d'un traitement à la bentonite sur la sensibilité à l'érosion externe des matériaux a été étudié. Les résultats ont montré que plus le taux de traitement était important, plus la résistance à l'érosion externe du matériau augmentait.

Finalement les conclusions suivantes peuvent être faites :

- La perte de fines observée pendant les essais semble plutôt être due à une érosion externe (effet de parois) des matériaux et non à une érosion interne (suffusion) qui toucherait la structure du matériau,
- T3 est plus sensible à l'érosion externe que T12
- Le traitement à la bentonite permet d'augmenter la résistance à l'érosion externe de nos matériaux.

Cette étude a permis de montrer que les matériaux T12 et T3 ne présentaient vraisemblablement pas de risque majeur d'érosion interne, et que le traitement améliorerait leur stabilité. Notons, de plus, que la comparaison des granulométries des sols T12 et T3 dans les années 90 et près de 20 ans plus tard ne fait pas apparaître de pertes de fines ($< 80 \mu\text{m}$) mais plutôt une augmentation (attribuée peut être à une possible dégradation des limons sableux, mais aussi, plus vraisemblablement, à des écarts granulométriques liés à l'écrtage de la partie grossière des sols éventuellement non lavée de ses particules fines).

Chapitre n° 5	COMPORTEMENT MECANIQUE DES MATERIAUX
----------------------	---

Dans le cadre de notre étude, l'objectif principal est l'amélioration des caractéristiques hydrauliques des matériaux (diminution de la conductivité hydraulique), cependant nous avons également réalisé quelques essais mécaniques afin de voir l'influence du traitement sur les caractéristiques mécaniques des matériaux. En effet l'aptitude à la déformation sans fissuration est recherchée compte tenu du matériau sous-jacent, des colis susceptibles de tasser, et il ne serait pas souhaitable que le traitement entraîne une rigidification du matériau. Par ailleurs la stabilité des talus, qui n'est pas le sujet de cette thèse, sera conditionnée par les propriétés à la rupture. Ces essais décrits dans la suite sont des œdomètres (qui permettront également une mesure indirecte de la conductivité hydraulique des matériaux), des essais de compression simple, et des essais triaxiaux qui ont été réalisés par le Cerema d'Aix-en-Provence ne disposant pas du matériel nécessaire pour les réaliser.

5.1. Essais œdométriques

5.1.1. Rappels sur l'essai œdométrique

Pour étudier le tassement d'une couche de sol théoriquement de longueur infinie et chargée quasi-uniformément par une contrainte verticale, on commence par extraire de la couche, par des moyens de sondages appropriés, un échantillon aussi "intact" que possible (c'est-à-dire ayant conservé ses propriétés mécaniques). On utilise alors un appareil comprenant un moule cylindrique (œdomètre de Terzaghi) de 7 cm de diamètre intérieur et généralement l'échantillon à une hauteur (H_0) de 12 ou 24 mm. Deux pierres poreuses permettent de drainer et évacuer l'eau qui est expulsée au cours de l'essai, car pour les argiles on opère le plus souvent sur des échantillons saturés afin d'éliminer l'influence des forces capillaires. On applique sur le piston une charge croissante Q et on observe les déformations. Dans le cas de matériaux plus drainants les surpressions induites par la charge appliquée se dissipent rapidement.

On impose ainsi à l'échantillon:

- une contrainte totale verticale constante :

$$\sigma_v = \frac{Q}{S} \quad [5-1]$$

- des déformations radiales ε_x et ε_y nulles ($\varepsilon_x = 0$ et $\varepsilon_y = 0$)

Des comparateurs permettent de mesurer le tassement ΔH correspondant et donc de calculer la déformation axiale ε_z en fonction du temps. C'est le phénomène de consolidation avec dissipation des surpressions interstitielles.

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{(1+e_0)} \quad [5-2]$$

Lors de l'essai, la charge appliquée est doublée toutes les 24 heures.

Les hypothèses suivantes sont admises pour l'essai œdométrique :

- l'échantillon est homogène,
- les circulations d'eau sont uniquement verticales,
- le sol est saturé,
- l'eau et les particules solides sont incompressibles,
- la variation de déformation et la variation de contrainte effective (fin de consolidation) sont liées par un paramètre appelé module œdométrique E_{oed} .

$$\Delta \varepsilon_z = \frac{\Delta \sigma'_v}{E_{oed}} \quad [5-3]$$

L'essai œdométrique permet d'obtenir deux types de courbes, l'une de consolidation et l'autre de compressibilité.

Courbe de consolidation :

La courbe de consolidation est déterminée pour chaque charge appliquée Q durant l'essai œdométrique, elle correspond à $\Delta H = f(\text{Log}(t))$. Grace à cette courbe il est possible de déterminer le coefficient de consolidation C_v de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi. Il existe deux différences majeures entre les tassements (ΔH) observés expérimentalement et ceux donnés par la théorie de Terzaghi (Figure 5-1). La première est l'existence lors de l'application de la charge d'un tassement instantané. La seconde différence entre la théorie et l'expérimentation est la poursuite du tassement vers une asymptote inclinée (et non l'arrêt des tassements, voir Figure 5-1) correspondante à un tassement dit secondaire.

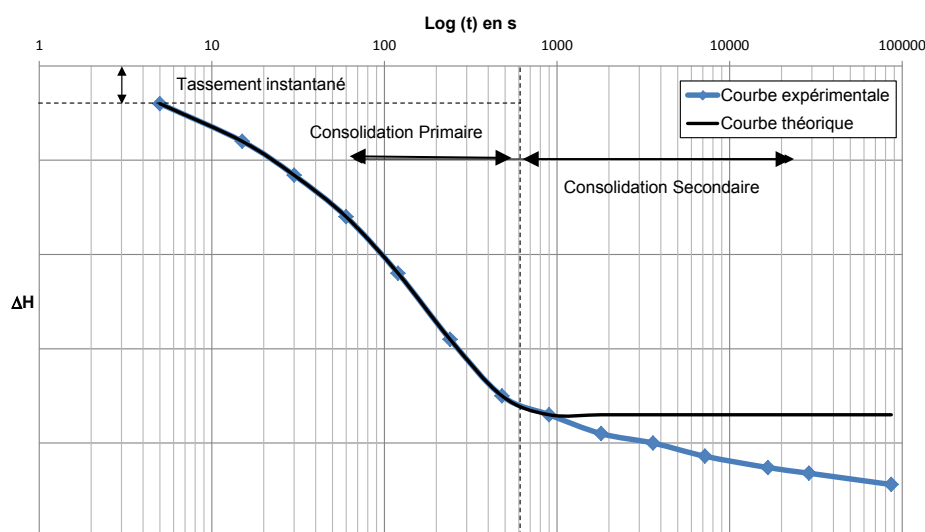


Figure 5-1 : Courbes de consolidation types expérimentale et théorique

Pour déterminer le coefficient de consolidation il existe deux méthodes principales, la méthode dite de Casagrande et celle dite de Taylor. Ces deux méthodes permettent de déterminer C_v par construction graphique. La méthode de Casagrande utilise la courbe de consolidation $\Delta H = f(\text{Log}(t))$ (voir Figure 5-1 et Figure 5-2), la méthode de Taylor utilise la courbe de consolidation tracée en $\Delta H = f(\sqrt{t})$.

Pour déterminer C_v par la méthode de Casagrande ou de Taylor, il est nécessaire au préalable de définir le facteur temps T_v et le degré de consolidation U_v qui est fonction du facteur temps. La relation entre ces deux paramètres est connue et donnée dans des tables, dans la suite nous n'avons besoin que de T_{50} et T_{90} qui valent respectivement 0,197 et 0,848.

Méthode de Casagrande :

Pour déterminer C_v par la méthode de Casagrande il faut déterminer t_{100} , temps à partir duquel on passe de la consolidation primaire à la consolidation secondaire : t_{100} correspond donc à un degré de consolidation $U_v=100\%$. Il faut ensuite déterminer ΔH_{100} le tassement correspondant à l'instant t_{100} . Il faut enfin déterminer $\Delta H_{50} = (H_i - H_{100})/2$ puis t_{50} (qui correspond donc à un degré de consolidation de $U_v=50\%$) le temps correspondant à ΔH_{50} (Voir Figure 5-2).

C_v est ensuite déterminé au moyen de l'équation [5-4].

Cette méthode est plutôt utilisée pour des sols normalement consolidés, la détermination du coefficient C_v sur les paliers surconsolidés étant délicate.

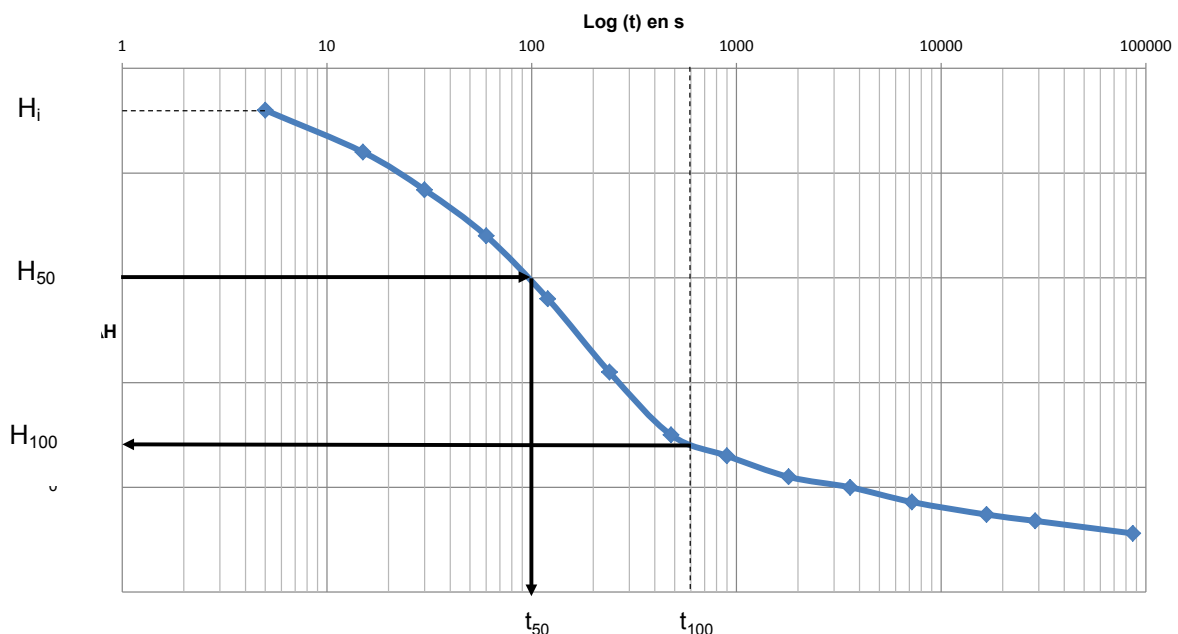


Figure 5-2 : Principe de détermination de C_v par la méthode graphique de Casagrande

Méthode de Taylor :

Pour déterminer le coefficient de consolidation C_v par la méthode de Taylor il est nécessaire de tracer la courbe de tassement en fonction de la racine carré du temps (Figure 5-3).

La pente de la droite linéarisant au mieux la première partie de la courbe est déterminée (droite 1 de pente m sur la Figure 5-3).

Une seconde droite (droite 2 sur la Figure 5-3) est tracée avec le même point d'origine que la droite 1 mais avec une pente diminuée de 15%. Le point d'intersection entre cette seconde droite et la courbe détermine le point de consolidation $U_v = 90\%$ et le t_{90} , C_v peut alors être déterminé par l'équation [5-5].

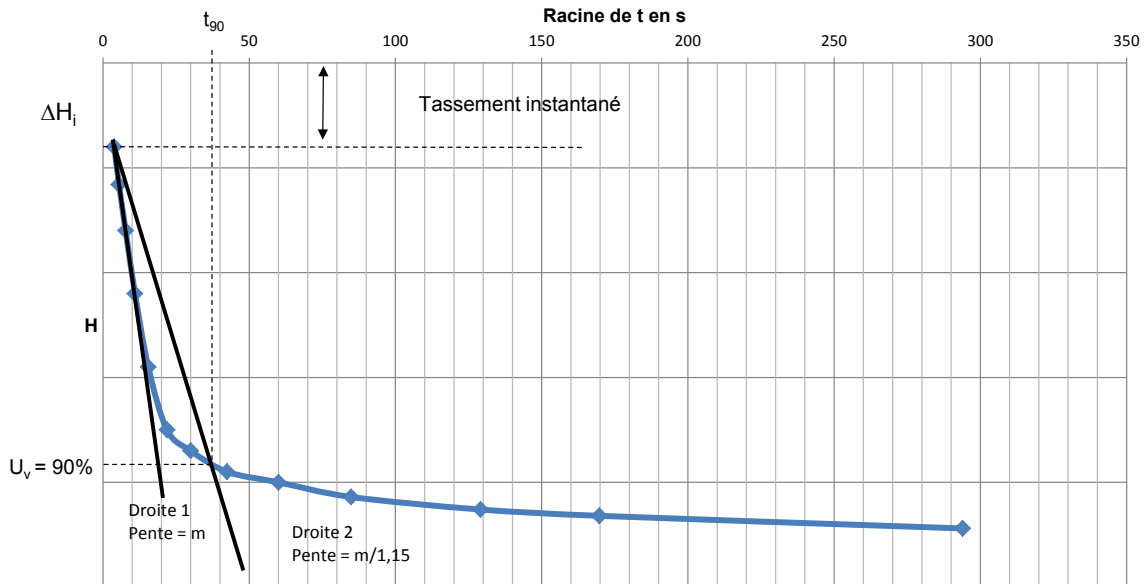


Figure 5-3 : Principe de détermination de C_v par la méthode graphique de Taylor

Détermination de C_v par la méthode de Casagrande ou de Taylor :

Ainsi par la méthode de Casagrande :
$$C_v = \frac{T_{50} \times d^2}{t_{50}} = \frac{0,197 \times d^2}{t_{50}} \quad [5-4]$$

Par la méthode de Taylor :
$$C_v = \frac{T_{90} \times d^2}{t_{90}} = \frac{0,848 \times d^2}{t_{90}} \quad [5-5]$$

Avec d la distance de drainage, qui correspond dans le cas d'un essai œdométrique drainé aux niveaux inférieur et supérieur, à la moitié de l'épaisseur de l'échantillon à l'instant t ,

$$d = \frac{H(t)}{2} \quad (H \text{ étant la hauteur de l'échantillon}). \quad [5-6]$$

Approche de la conductivité hydraulique par l'essai œdométrique :

L'essai œdométrique permet à partir de la détermination de C_v , de déduire la conductivité hydraulique d'un sol, en ajoutant aux hypothèses prises au début de ce chapitre que les mouvements de l'eau dans l'échantillon obéissent à la loi de Darcy.

Il est possible d'écrire le système d'équations suivant reliant :

loi de Darcy :
$$\vec{v} = k \times \vec{i} = -k \times \text{grad}(h) = -k \times \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{u}{\gamma_w} - z \right), \quad [5-7]$$

loi de comportement du sol :
$$de = -(1 + e_0) \times \frac{d\sigma'_v}{E_{oed}}, \quad [5-8]$$

conservation de la masse des grains :
$$\text{div } \vec{v}_s + \frac{\partial(1-n)}{\partial t} = \frac{\partial v_s}{\partial z} - \frac{\partial n}{\partial t} = 0, \quad [5-9]$$

conservation de la masse d'eau :
$$\text{div } \vec{v}_w + \frac{\partial n}{\partial t} = \frac{\partial v_w}{\partial z} - \frac{\partial n}{\partial t} = 0, \quad [5-10]$$

Après transformation et en introduisant le coefficient de consolidation C_v , le système revient à écrire :

$$C_v = \frac{k \times E_{oed}}{\gamma_w} \quad [5-11]$$

Ceci permet de définir le coefficient de perméabilité (sous une charge donnée) :

$$k = \frac{C_v \times \gamma_w}{E_{oed}} \quad [5-12]$$

avec :

- \vec{i} gradient hydraulique,
- k conductivité hydraulique,
- n porosité du sol,
- e indice des vides,
- h charge hydraulique
- u pression interstitielle,
- γ_w poids volumique de l'eau,
- \vec{v}_s vitesse apparente des particules du sol,
- \vec{v}_w vitesse apparente de l'eau dans le sol,
- E_{oed} module œdométrique,
- σ'_z contrainte effective verticale à l'instant t et à la profondeur z .

Le module œdométrique peut être déterminé pour chaque palier de charge, il correspond à la pente entre chaque point de la courbe de compressibilité. La Figure 5-4 de Giroud (1975) présente le tassement en fonction du temps (courbes de consolidation, à gauche) et la courbe de compressibilité associée.

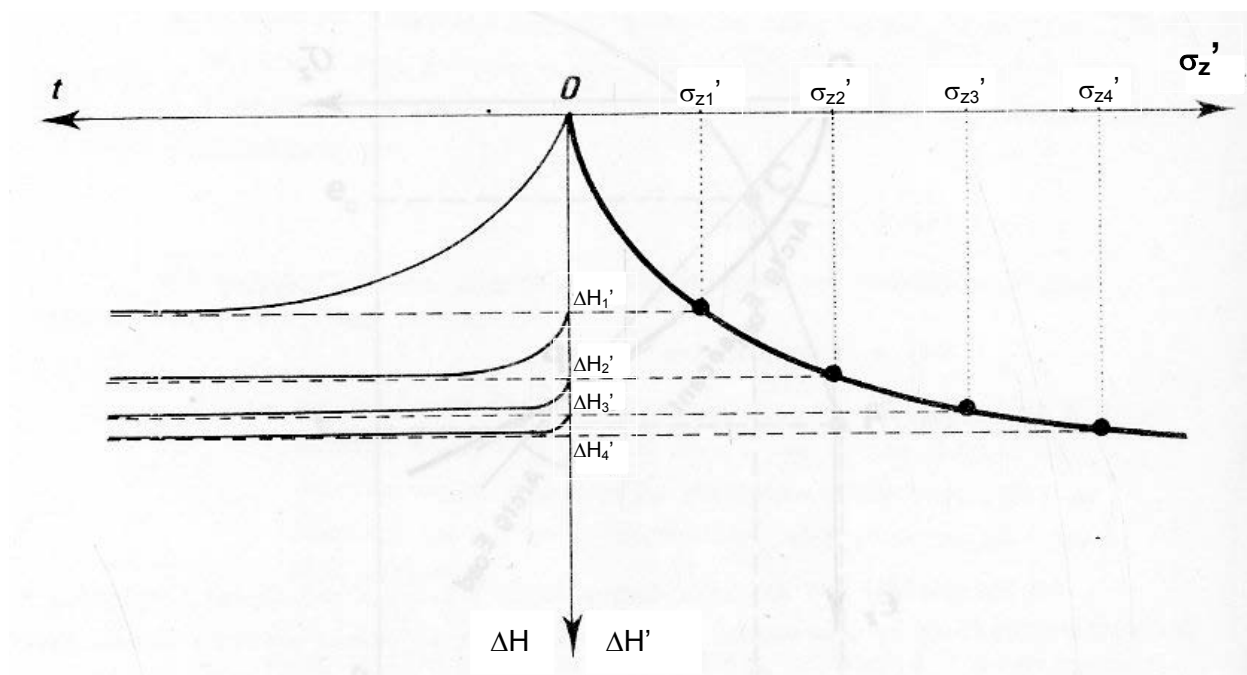


Figure 5-4 : A gauche : Courbes de tassement (ou de consolidation) en fonction du temps obtenues à l'oedomètre sous différentes charges constantes ($\sigma_{z1}' < \sigma_{z2}' < \sigma_{z3}' < \sigma_{z4}'$), à droite tassement final en fonction de la contrainte verticale appliquée (Giroud, 1975)

Courbe de compressibilité :

La courbe de compressibilité encore appelée courbe œdométrique correspond à la courbe $e = f(\log \sigma'_v)$ qui consiste à reporter l'indice des vides final (de fin de consolidation) pour chaque palier de charge $\sigma_v = \sigma'_v$ (fin de consolidation primaire, voir Figure 5-5). Cette courbe

permet de déterminer la contrainte de pré-consolidation σ'_p ainsi que les coefficients C_s et C_c qui correspondent respectivement à la pente de la courbe avant et au-delà de la contrainte de pré-consolidation (voir Figure 5-5).

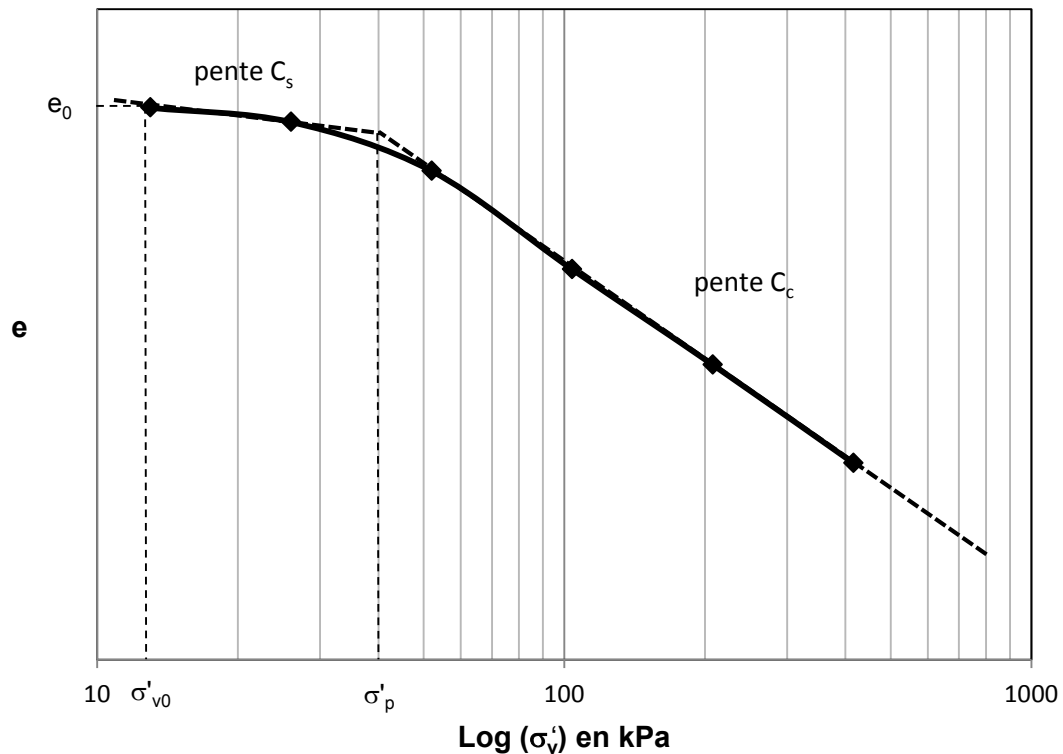


Figure 5-5: Courbe de compressibilité type

Le calcul des tassements d'un sol soumis à une charge donnée dépend étroitement de la précision des paramètres de compressibilité œdométrique. Différentes méthodes existent pour déduire des points expérimentaux la courbe de compressibilité du matériau étudié, comme la méthode de construction de Casagrande ou celle des laboratoires des Ponts et Chaussées.

Lorsque σ'_v est inférieur à σ'_p , le comportement du sol en compression est caractérisé par la pente C_s ($C_s = \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_v)}$). La définition de cette partie de la courbe est rarement aisée car elle est fortement perturbée par le remaniement dû aux méthodes de prélèvement de l'échantillon, ou encore par leur conservation.

En phase normalement consolidée, ($\sigma'_v < \sigma'_p$) le comportement du sol en compression est caractérisé par la pente C_c ($C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_v)}$). Cette partie de la courbe est mieux définie. Cependant l'utilisation du paramètre C_c a été remis en cause par Sridharan et Gurtug (2005).

A partir de la formule $\frac{\Delta H}{H} = \frac{c_c}{1+e_0} \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{t2}}{\sigma'_{t1}}\right)$ en phase normalement consolidée, on voit que le coefficient $\left(\frac{c_c}{1+e_0}\right)$ permet de caractériser la compressibilité du sol plus aisément que le module œdométrique qui varie avec la contrainte $\sigma' > \sigma'_p$ (voir Figure 5-4).

5.1.2. Expérimentation

Méthode de réalisation de l'essai œdométrique :

L'appareil comprend une cellule et un bâti de chargement. L'échantillon de sol à étudier est saturé, de forme cylindrique (section A , hauteur H_0), il est placé entre deux pierres poreuses saturées dans la cellule (moule métallique rigide). Cette cellule est de même diamètre intérieur que l'échantillon. Le bâti de chargement permet d'appliquer sur le piston reposant sur la pierre poreuse supérieure une charge constante Q et de la maintenir constante le temps voulu (Figure 5-6).

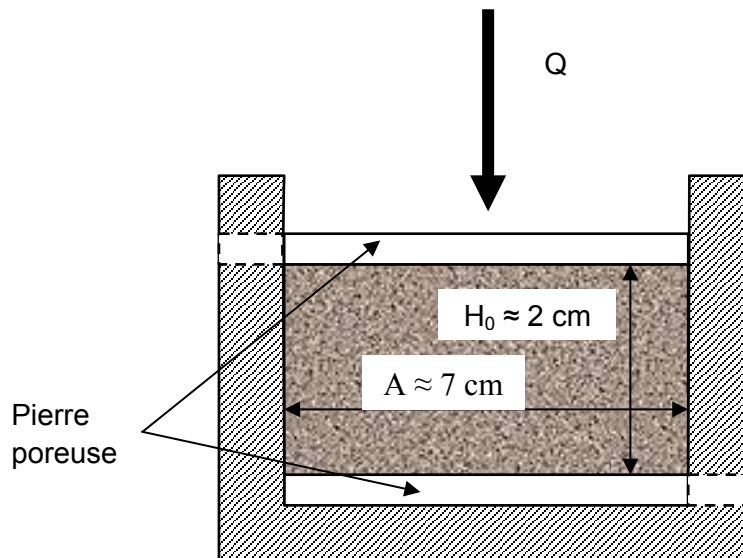


Figure 5-6: Schéma de principe d'un œdomètre

Les essais œdométriques ont été réalisés selon la norme XP-P 94-090-1 de décembre 1997. Les échantillons sont préparés en prélevant directement avec l'anneau œdométrique les échantillons dans un moule compacté à l'énergie Proctor normal. Les paliers sont maintenus pendant 24h minimum comme le prévoit la norme. Les paliers de contraintes suivis pour les essais sont donnés dans le Tableau 5-1.

Tableau 5-1 : Contraintes successives appliquées pour l'essai œdométrique

Palier	Contrainte appliquée en kPa
Palier 1	13
Palier 2	26
Palier 3	52
Palier 4	104
Palier 5	208
Palier 6	416
Palier 7	841

Cinq essais ont été réalisés dans le but de mesurer indirectement la conductivité hydraulique des matériaux non traités. Trois essais ont été menés sur le matériau T12, avec pour objectif de tester le matériau compacté à l'énergie du Proctor normal à la teneur en eau w_{OPN} et à la

teneur en eau $w_{OPN}+3\%$ (car c'est la teneur en eau de mise en œuvre cible pour la réalisation d'une barrière passive d'un centre de stockage de déchets). Après mesure sur les échantillons, les teneurs en eau pour le matériau T12 sont $w_{OPN} + 1\%$ et $w_{OPN}+2,8\%$ (voir Figure 5-7). Le dernier essai réalisé sur le matériau T12 a consisté à le compacter à la teneur en eau w_{OPN} (énergie Proctor normal) mais à une énergie inférieure à l'énergie Proctor normal.

Sur le matériau T3 deux essais ont été menés avec les mêmes objectifs que pour T12. Pour ces essais, les teneurs en eau après mesure étaient $w_{OPN}+0,5\%$ pour le premier et $w_{OPN}+3\%$ pour le second.

5.1.3. Résultats des essais œdométriques sur le matériau type T12

Les résultats de l'œdomètre à l'optimum + 1% donnent une contrainte de consolidation de 110 kPa. En comparaison la contrainte de consolidation du matériau T12 à l'optimum +2,8% est de 68kPa (voir Tableau 5-2). Pour le matériau T12 le coefficient C_s est de $2,5 \times 10^{-2}$ lorsqu'il est compacté à l'optimum + 1% alors qu'il est de $3,5 \times 10^{-2}$ lorsqu'il est compacté à l'optimum +2,8%. Ces résultats montrent bien que le matériau compacté à une teneur en eau supérieure à l'optimum Proctor est moins surconsolidé par le compactage, plus compressible en phase sur-consolidée. En revanche une fois en phase normalement consolidée ($\sigma'_v > \sigma'_p$) la pente du matériau T12 compacté à l'optimum +2,8% est pratiquement identique à celle du matériau T12 compacté à l'optimum Proctor +1%. Le coefficient C_c du matériau T12 à $w_{OPN} + 2,8\%$ étant de $1,2 \times 10^{-1}$ alors que sa valeur est de $1,4 \times 10^{-1}$ pour le matériau T12 à $w_{OPN} + 1\%$ (voir Tableau 5-2).

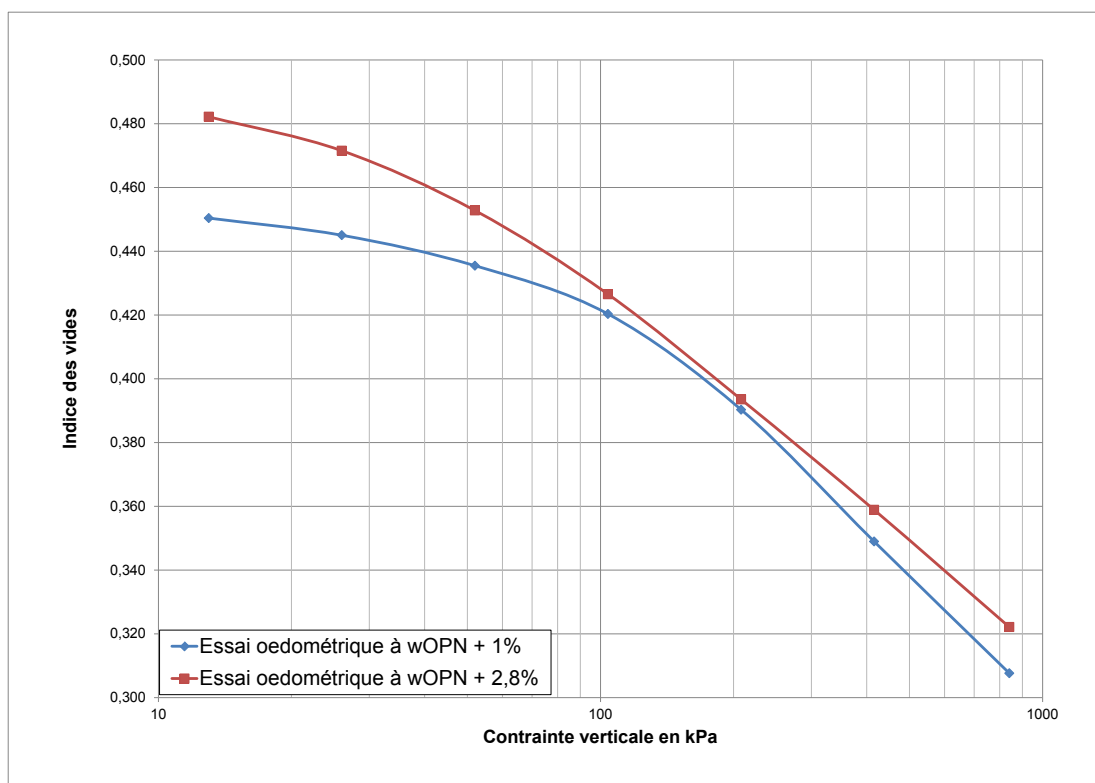


Figure 5-7: Courbe œdométrique du matériau T12

Tableau 5-2 : Détermination des contraintes de pré-consolidation, des indices de compressibilité du matériau T12 $w_{OPN} + 1\%$ et $w_{OPN} + 2,8\%$

Teneur en eau de l'essai	Contrainte de pré-consolidation σ'_p (kPa)	C_s	C_c
$w_{OPN} + 1\%$	110	$2,5 \times 10^{-2}$	$1,4 \times 10^{-1}$
$w_{OPN} + 2,8\%$	68	$3,5 \times 10^{-2}$	$1,2 \times 10^{-1}$

La détermination des modules œdométriques a été faite pour chaque palier de charge pour les deux échantillons T12 à $w_{OPN}+1\%$ et T12 à $w_{OPN}+2,8\%$. Les résultats montrent une augmentation du module œdométrique avec les charges appliquées pour les deux matériaux. Le matériau T12 à $w_{OPN}+1\%$ a des modules œdométriques supérieurs à ceux du matériau T12 à $w_{OPN}+2,8\%$ (voir Tableau 5-3 et Tableau 5-4), ce qui traduit bien que plus la teneur en eau est augmentée en phase humide (avec w toujours supérieure à w_{OPN}) moins le compactage à une même énergie est efficace.

La détermination des coefficients de consolidation a été réalisée suivant les méthodes de Taylor et de Casagrande.

Pour le matériau T12 à l'optimum Proctor + 1% les coefficients C_v par la méthode de Casagrande n'ont pas pu être déterminés pour des contraintes inférieures à la contrainte de pré-consolidation. Les coefficients de consolidation calculés par la méthode de Taylor sont plus élevés que par la méthode de Casagrande (voir Tableau 5-3).

Pour le matériau T12 à l'optimum Proctor + 2,8%, les coefficients C_v ont pu être calculés par les deux méthodes et pour tous les cas de charge, les deux méthodes donnent des résultats très homogènes (Tableau 5-4).

Tableau 5-3: Détermination des paramètres œdométriques E_{oed} et C_v par les méthodes de Casagrande et de Taylor pour le matériau type T12 à $w_{OPN} + 1\%$

Contrainte appliquée σ_v (kPa)	E_{oed} (kPa)	C_v (m^2/s) (Casagrande)	C_v (m^2/s) (Taylor)
13	3059	-	$3,37 \times 10^{-6}$
26	3270	-	$1,03 \times 10^{-6}$
52	3586,	-	$1,14 \times 10^{-6}$
104	4177	-	$2,17 \times 10^{-7}$
208	4571	$1,64 \times 10^{-7}$	$9,18 \times 10^{-7}$
416	5629	$1,90 \times 10^{-7}$	$7,19 \times 10^{-7}$
841	8225	$2,01 \times 10^{-7}$	$7,83 \times 10^{-7}$

Tableau 5-4 : Détermination des paramètres œdométriques E_{oed} et C_v par les méthodes de Casagrande et de Taylor pour le matériau type T12 à $w_{OPN} + 2,8\%$

Contrainte appliquée σ_v (kPa)	E_{oed} (kPa)	C_v (m ² /s) (Casagrande)	C_v (m ² /s) (Taylor)
26	1368	$3,30 \times 10^{-6}$	$2,32 \times 10^{-6}$
52	1651	$3,23 \times 10^{-6}$	$2,28 \times 10^{-6}$
104	2122	$3,03 \times 10^{-6}$	$2,23 \times 10^{-6}$
208	2930	$2,81 \times 10^{-6}$	$2,15 \times 10^{-6}$
416	4421	$2,77 \times 10^{-6}$	$2,06 \times 10^{-6}$
841	7091	$2,05 \times 10^{-6}$	$1,96 \times 10^{-6}$

Sur le matériau T12, un essai œdométrique a été réalisé sur un matériau compacté à la teneur en eau de l'optimum Proctor (énergie Proctor normal) mais avec une énergie de compactage inférieure (voir Figure 5-8) qui correspond à 20 coups de dame par couche au lieu de 25 soit 60 au lieu de 75 au total. Le ratio vaut donc $E_{compactage} = 0,8 \times E_{Proctor\ normal}$. Les résultats montrent que la contrainte de pré-consolidation est très inférieure ($\sigma'_p = 40$ kPa, voir Tableau 5-5) à celle mesurée précédemment sur le matériau compacté à l'énergie normale (110 kPa, voir Tableau 5-2). De même le coefficient C_s est également inférieur pour cette énergie de compactage alors qu'au contraire le coefficient C_c est quant à lui plus important.

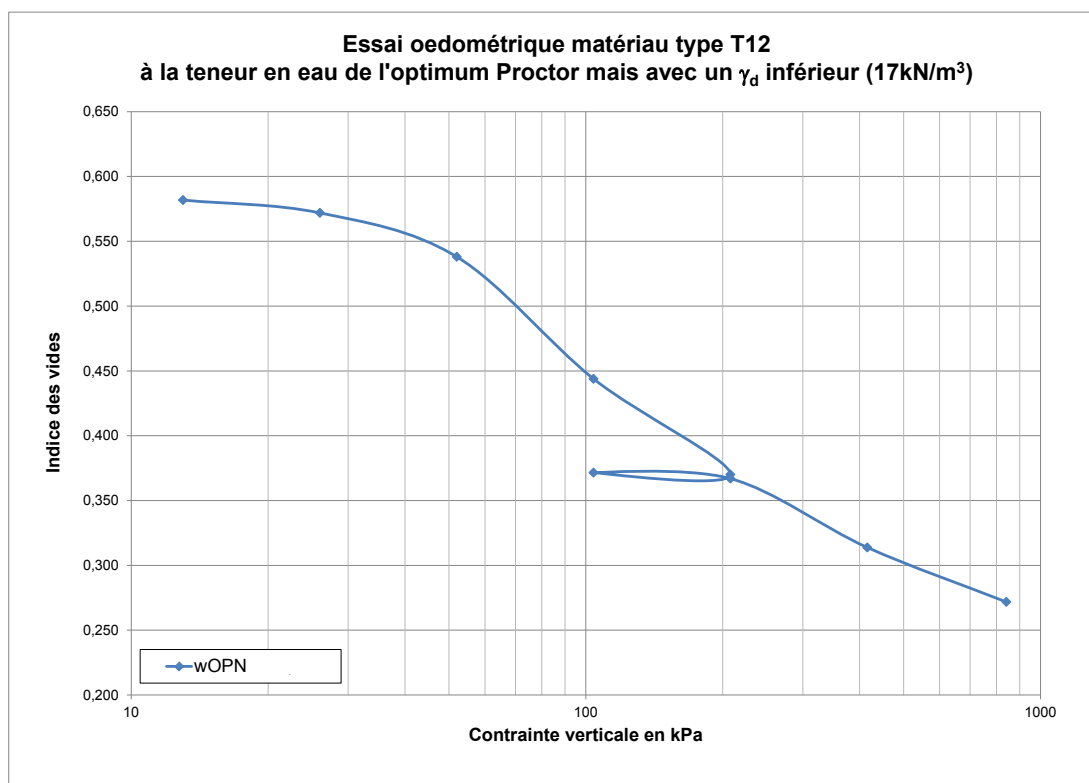


Figure 5-8: Courbe œdométrique du matériau T12 à un poids volumique inférieur à l'optimum Proctor

Tableau 5-5 : Détermination de la contrainte de pré-consolidation, de l'indice de compressibilité du matériau T12 $w_{OPN} + 1\%$ avec un poids volumique inférieur à l'optimum Proctor et comparaison avec le matériau compacté à l'énergie Proctor normal

Teneur en eau de l'essai	γ_d initial (kN/m ³)	Contrainte de pré-consolidation σ'_p (kPa)	C_s	C_c	Energie de compactage
$w_{OPN} + 1\%$ avec un poids volumique inférieur à l'optimum Proctor	17,03	40	$7,3 \times 10^{-2}$	$1,9 \times 10^{-1}$	$0,8 \times E_{Proctor}$ normal
$w_{OPN} + 1\%$	18,68	110	$2,5 \times 10^{-2}$	$1,4 \times 10^{-1}$	$E_{Proctor}$ normal

Le calcul du module œdométrique pour le matériau T12 compacté avec une énergie de compactage inférieure à celle du Proctor normal n'a pas été possible pour les premiers paliers de charge. Seule une borne maximale a pu être déterminée car le palier final de tassement n'a pas été atteint. En revanche les quatre derniers paliers de chargement où le module œdométrique a pu être calculé, montrent qu'il est nettement inférieur à celui mesuré pour une énergie de compactage du Proctor normal.

Les coefficients de consolidation ont également été calculés par les deux méthodes. Ils sont inférieurs à ceux des échantillons compactés à l'énergie du Proctor normal.

Tableau 5-6: Détermination des paramètres œdométriques E_{oed} et C_v par les méthodes de Casagrande et de Taylor pour le matériau type T12 à $w_{OPN} + 1\%$ avec un poids volumique sec inférieur à l'optimum Proctor

Contrainte appliquée σ_v (kPa)	$0,8 \times E_{Proctor}$ normal			$E_{Proctor}$ normal		
	E_{oed} (kPa)	C_v (m ² /s) (Casagrande)	C_v (m ² /s) (Taylor)	E_{oed} (kPa)	C_v (m ² /s) (Casagrande)	C_v (m ² /s) (Taylor)
26	< 2971	$1,21 \times 10^{-7}$	$4,26 \times 10^{-7}$	3059	-	$3,37 \times 10^{-6}$
52	< 1728	$9,34 \times 10^{-8}$	$9,96 \times 10^{-7}$	3270	-	$1,03 \times 10^{-6}$
104	1162	$2,37 \times 10^{-7}$	$7,89 \times 10^{-7}$	3586,	-	$1,14 \times 10^{-6}$
208	1529	$1,49 \times 10^{-7}$	$3,27 \times 10^{-7}$	4177	-	$2,17 \times 10^{-7}$
416	2426	$1,72 \times 10^{-7}$	$5,90 \times 10^{-7}$	4571	$1,64 \times 10^{-7}$	$9,18 \times 10^{-7}$
841	4247	$1,61 \times 10^{-7}$	$4,57 \times 10^{-7}$	5629	$1,90 \times 10^{-7}$	$7,19 \times 10^{-7}$

5.1.4. Résultats des essais œdométriques sur le matériau type T3

Deux essais œdométriques ont été réalisés sur le matériau T3 (voir Figure 5-9), l'un à la teneur en eau de l'optimum Proctor +0,5% et l'autre à la teneur en eau de l'optimum Proctor +3%. Les contraintes de pré-consolidation de ces deux essais sont respectivement 120 kPa et 100kPa. Pour le matériau T3 le coefficient C_s est de $2,2 \times 10^{-2}$ lorsqu'il est compacté à l'optimum Proctor +0,5% alors qu'il est de $5,0 \times 10^{-2}$ lorsqu'il est compacté à l'optimum +3%. Ces résultats montrent bien que le matériau compacté à une teneur en eau

supérieure à l'optimum Proctor est plus compressible en phase sur-consolidée. En revanche une fois en phase normalement consolidée ($\sigma'_v > \sigma'_p$) la pente du matériau T3 compacté à l'optimum +3% est légèrement inférieure à celle du matériau T3 compacté à l'optimum Proctor +0,5% (même tendance que pour T12). Le coefficient C_c du matériau T3 à $w_{OPN} + 3\%$ étant de $1,3 \times 10^{-1}$ alors qu'il est de $1,7 \times 10^{-1}$ pour le matériau T3 à $w_{OPN} + 0,5\%$ (voir Tableau 5-7).

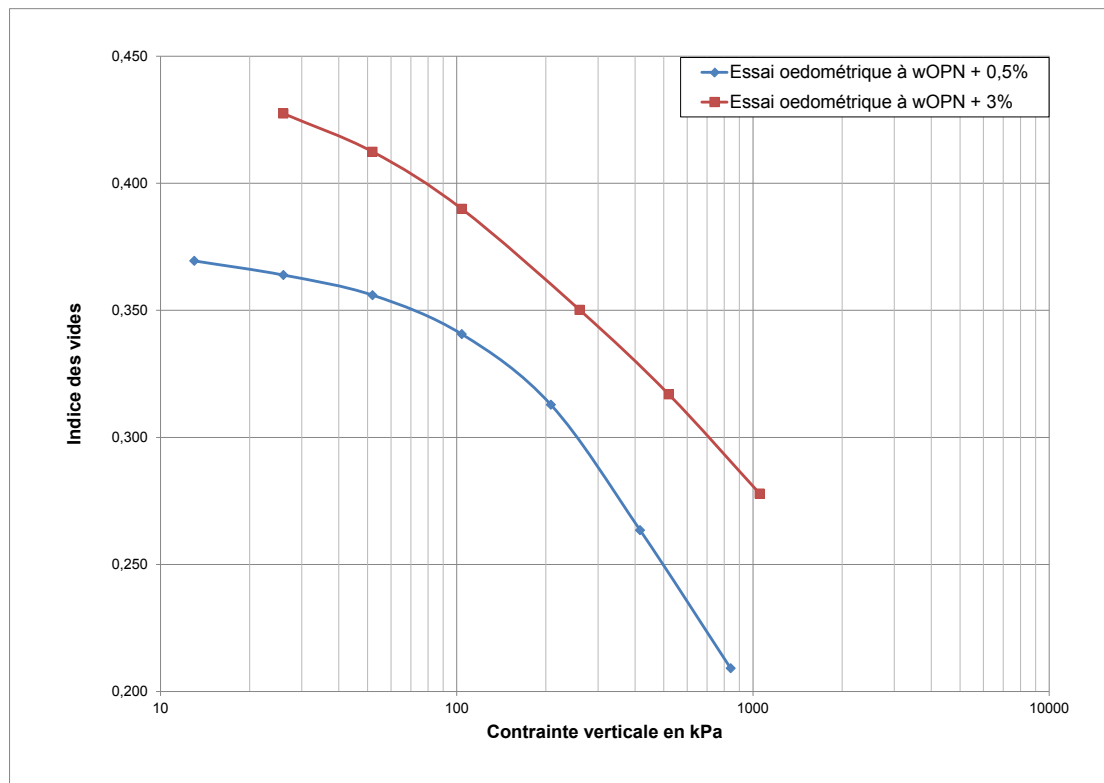


Figure 5-9: Courbe œdométriques du matériau T3

La détermination des modules œdométriques a été faite pour chaque palier de charge pour les deux échantillons T3 à $w_{OPN} + 0,5\%$ et T3 à $w_{OPN} + 3\%$. Les résultats montrent une augmentation du module œdométrique avec les charges appliquées pour les deux matériaux. Le matériau T3 à $w_{OPN} + 0,5\%$ a des modules œdométriques supérieurs à ceux du matériau T3 à $w_{OPN} + 3\%$ (voir Tableau 5-8 et Tableau 5-9), ce qui traduit bien que plus la teneur en eau est augmentée en phase humide (avec w toujours supérieure à w_{OPN}) moins le compactage à une même énergie est efficace.

La détermination des coefficients de consolidation a été réalisée suivant les méthodes de Taylor et de Casagrande.

Pour le matériau T3 à l'optimum Proctor + 0,5% les coefficients C_v par la méthode de Casagrande n'ont pas pu être déterminés pour des contraintes inférieures à la contrainte de pré-consolidation. Les coefficients de consolidation calculés par la méthode de Taylor sont plus élevés que par la méthode de Casagrande (voir Tableau 5-8).

Pour le matériau T3 à l'optimum Proctor + 3%, les coefficients C_v ont pu être calculés par les deux méthodes et pour tous les cas de charge. Les deux méthodes donnent des résultats assez homogènes (Tableau 5-9).

Tableau 5-7 : Détermination des contraintes de pré-consolidation, des indices de compressibilité du matériau T3 $w_{OPN} + 0,5\%$ et $w_{OPN} + 3\%$

Teneur en eau de l'essai	Contrainte de pré-consolidation σ'_p (kPa)	C_s	C_c
$w_{OPN} + 0,5\%$	120	$2,2 \times 10^{-2}$	$1,7 \times 10^{-1}$
$w_{OPN} + 3\%$	100	$5,0 \times 10^{-2}$	$1,3 \times 10^{-1}$

Tableau 5-8: Détermination des paramètres œdométriques E_{oed} et C_v par les méthodes de Casagrande et de Taylor pour le matériau type T3 à $w_{OPN} + 0,5\%$

Contrainte appliquée σ_v (kPa)	E_{oed} (kPa)	C_v (m ² /s) (Casagrande)	C_v (m ² /s) (Taylor)
13	2626	-	$7,96 \times 10^{-8}$
26	2889	-	$2,72 \times 10^{-7}$
52	3525	-	$2,28 \times 10^{-7}$
104	4015	-	$3,37 \times 10^{-7}$
208	4512	$6,01 \times 10^{-8}$	$7,06 \times 10^{-7}$
416	5076	$2,10 \times 10^{-7}$	$7,24 \times 10^{-7}$
841	6925	$2,20 \times 10^{-7}$	$6,62 \times 10^{-7}$

Tableau 5-9: Détermination des paramètres œdométriques E_{oed} et C_v par les méthodes de Casagrande et de Taylor pour le matériau type T3 à $w_{OPN} + 3\%$

Contrainte appliquée σ_v (kPa)	E_{oed} (kPa)	C_v (m ² /s) (Casagrande)	C_v (m ² /s) (Taylor)
26	2072	$2,42 \times 10^{-6}$	$1,88 \times 10^{-7}$
52	2266	$1,72 \times 10^{-7}$	$2,81 \times 10^{-7}$
104	2701	$2,04 \times 10^{-7}$	$2,43 \times 10^{-7}$
260	3939	$2,49 \times 10^{-7}$	$7,50 \times 10^{-7}$
520	5843	$2,07 \times 10^{-7}$	$7,11 \times 10^{-7}$
1054	9086	$2,60 \times 10^{-7}$	$7,44 \times 10^{-7}$

5.1.5. Conclusions

A titre indicatif, on retiendra que la contrainte de pré-consolidation correspondant aux sols T12 et T3 compactés à l'optimum Proctor normal, donc à l'énergie Proctor normal, est de l'ordre de 110 kPa.

Rappelons la relation $\frac{\Delta H}{H} = \frac{c_c}{1+e_0} \cdot \log\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}\right)$ avec e_0 l'indice des vides après compactage de l'échantillon.

Le tableau ci-dessous résume les caractéristiques.

Tableau 5-10 : Caractéristiques des essais œdométriques des matériaux T12 et T3

T12				T3			
$w_{OPN} +1\%$		$w_{OPN} +2,8\%$		$w_{OPN} +0,5\%$		$w_{OPN} +3 \%$	
σ'_p (kPa)	$\left(\frac{C_c}{1+e_0}\right)$	σ'_p (kPa)	$\left(\frac{C_c}{1+e_0}\right)$	σ'_p (kPa)	$\left(\frac{C_c}{1+e_0}\right)$	σ'_p (kPa)	$\left(\frac{C_c}{1+e_0}\right)$
110	0,096	68	0,080	120	0,124	100	0,090

Il est étonnant même si l'écart est faible que le matériau à $w_{OPN}+3\%$ soit moins compressible que le matériau à w_{OPN} . Peut-être peut-on avancer l'hypothèse d'une consolidation non totalement terminée pour le matériau le plus saturé.

Si on suit la classification proposée par Philipponnat et Hubert (2008) les matériaux se trouvent dans la classe des sols moyennement compressibles ($0,05 < \frac{C_c}{1+e_0} < 0,20$).

Les deux matériaux ont par ailleurs un comportement voisin d'un point de vue compressibilité.

5.2. Essai de flexion en quatre points

La perméabilité d'une couche en couverture dépend étroitement de sa fissuration, ainsi une couche ayant une perméabilité très faible peut en cas de forte fissuration perdre ses qualités hydrauliques. L'une des raisons de l'apparition de fissures peut être le tassement différentiel des couches situées sous la couverture (Camp-Devernay., 2008). C'est pourquoi une étude réduite du comportement du matériau en flexion a été réalisée.

Dans son étude Amarasiri et al 2011 propose un modèle permettant d'obtenir les caractéristiques de cohésion d'un matériau en réalisant des essais de flexion de poutre pour trois états hydriques différents. Pour cela la poutre est modélisée et pré-fissurée suivant les Figure 5-10 et Figure 5-11.

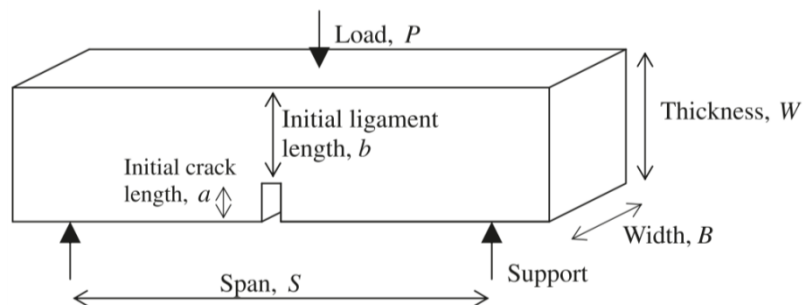


Figure 5-10: Caractéristique de la poutre d'après Amarasiri et al (2011)

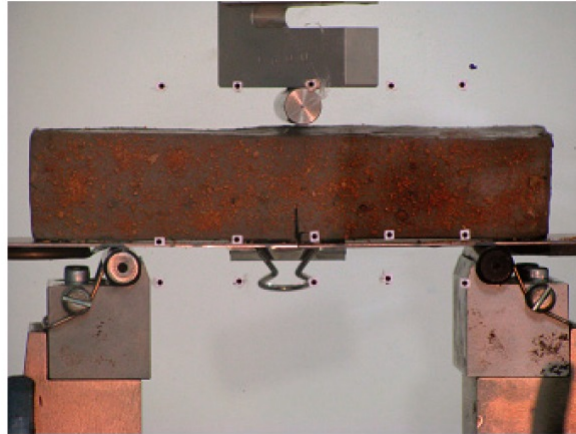


Figure 5-11: Photographie de la poutre préparée et en place d'après Amarasiri et al (2011)

Les résultats montrent la baisse du module initial de la courbe charge extension (ouverture de la fissure initiale) avec l'augmentation de la teneur en eau.

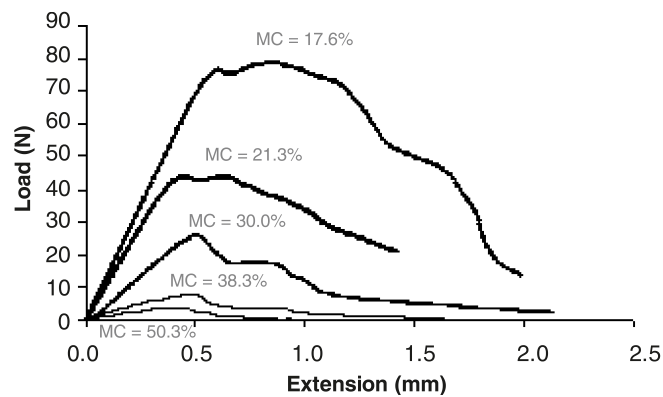


Figure 5-12: Charge appliquée en fonction de l'extension de la fissure pour différentes teneurs en eau d'après Amarasiri et al (2011)

5.2.1. Principe de l'essai

Le protocole de l'essai de flexion quatre points, considéré comme un essai de traction indirecte, a été adapté de manière à permettre un suivi précis de la déformation de la poutre de matériau (Figure 5-13 et Figure 5-14). La poutre parallélépipédique a pour dimensions ($L=400\text{mm}$, $h=100\text{mm}$ et $c=100\text{mm}$) et l'écartement des cylindres d'appui est 100mm au-dessus et 300mm en dessous (Camp et al., 2010). Un effort de compression est appliqué verticalement à l'aide des cylindres d'appui.

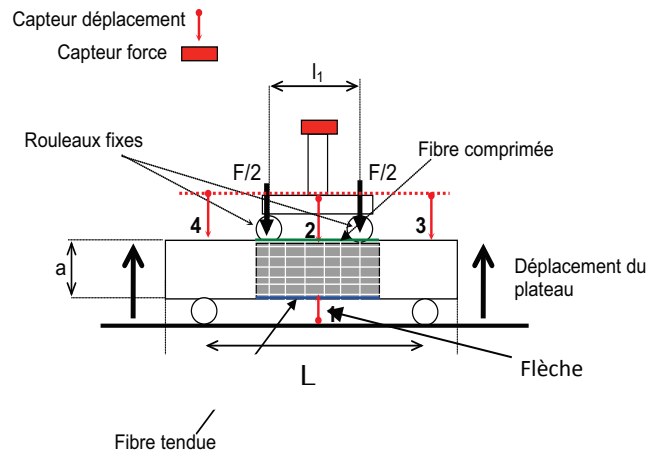


Figure 5-13. Schéma de la poutre de l'essai de flexion 4 points (Camp et al., 2010)

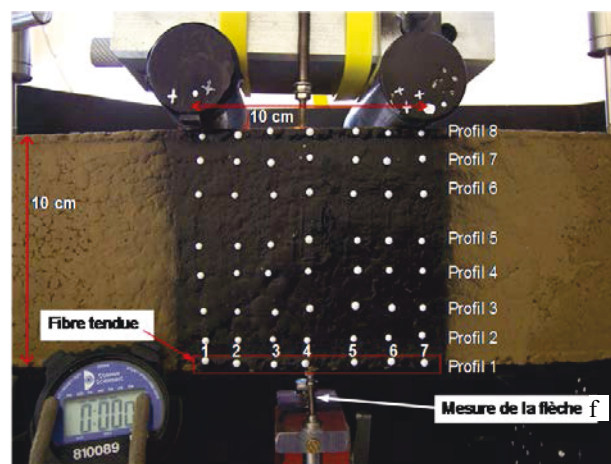


Figure 5-14. Zone centrale de la poutre en flexion avec le maillage pour suivi photographique (Camp-Devernay, 2008)

La partie centrale frontale (100mm x 100mm), correspondant à la zone de moment de flexion invariant, est munie de marqueurs, et un suivi photographique permet d'observer l'initialisation et la progression de la fissuration (Figure 5-14 et Figure 5-15). Le début de fissuration précède généralement de peu le moment où l'effort de compression vertical est maximal. La Figure 5-16 montre pour l'argile de l'Aptien l'évolution de l'élongation relative entre deux repères de la fibre tendue (profil 1 de la Figure 5-14) pour un essai à $w_{opt} + 3\%$. La fissuration s'initialise entre les marqueurs 5 et 6 dès un déplacement vertical du plateau de compression de l'ordre de 2mm et une élongation relative ε voisine de 0.5%. Au-delà de ce seuil, l'élongation se concentre sur la zone en fissuration.

Cet essai a permis de tester l'influence de l'énergie de compactage, de la teneur en eau (la déformabilité sans fissuration s'améliore lorsque la teneur en eau augmente, jusqu'à une teneur en eau $w_{opt} + 3\%$) et aussi l'influence positive d'un renforcement par fibres courtes en polymère (Viswanadham et al., 2011).



Figure 5-15. Vue de dessous de la zone centrale fissurée (Camp et al., 2010)

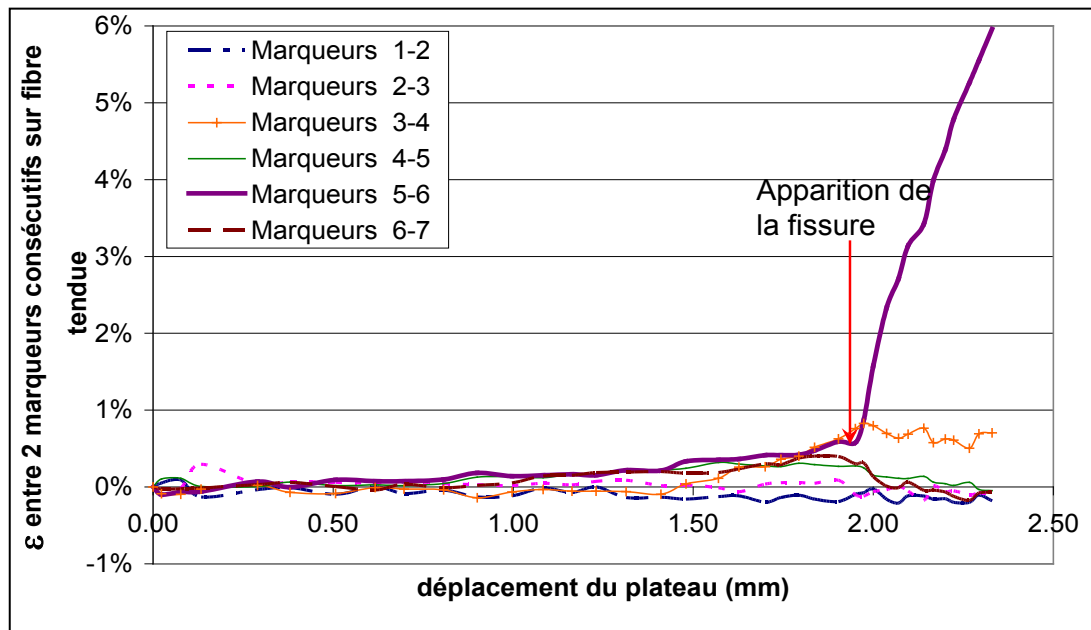
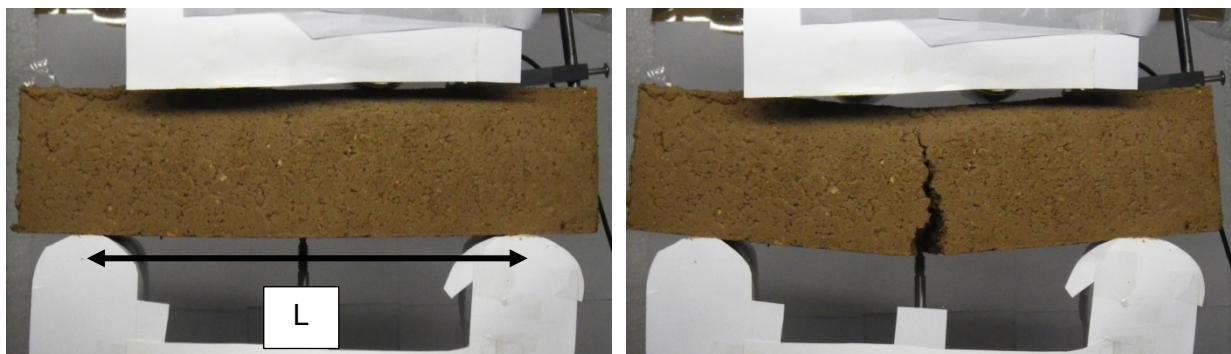


Figure 5-16. Evolution des elongations relatives locales entre marqueurs pour le profil 1 de la Figure 3-37 (Camp et al., 2010)

5.2.2. Essai de flexion sur le matériau T12

Une poutre compactée en suivant la méthodologie du paragraphe 3.3.1 a été réalisée avec le matériau T12 à $w_{OPN} + 3\%$ (voir Figure 5-17).

Figure 5-17 : Poutre en flexion avant et après rupture T12 w_{OPN}

La Figure 5-18 présente l'évolution de la flèche (f) au cours du temps ainsi que le déplacement des appuis inférieurs. Cet essai permet de calculer pour quelle déformation il y a rupture en flexion de la poutre.

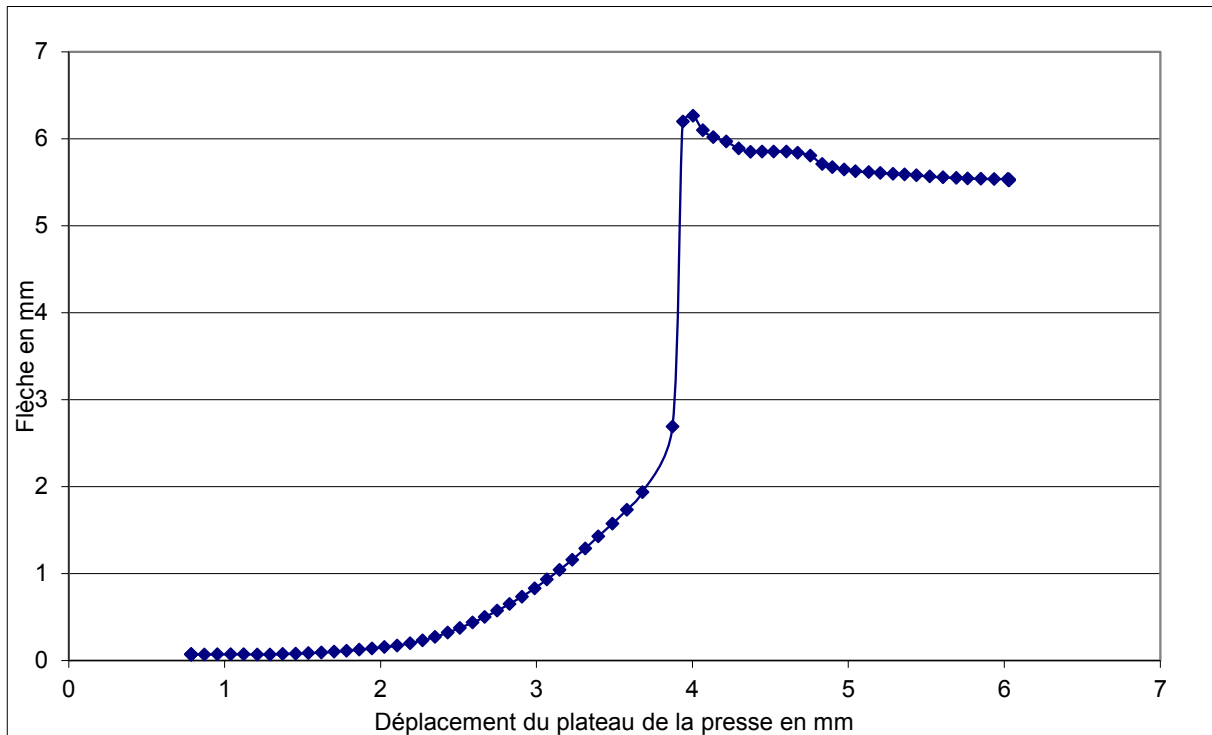


Figure 5-18 : Essai de flexion, variation de la flèche en fonction du déplacement du plateau de la presse du matériau T12 à $w_{OPN}+3\%$

La déformation se calcule en mesurant la fibre tendue (fibre basse de la poutre) et par l'équation [5-13].

$$\varepsilon(t) = \frac{L(t) - L_0}{L_0} \quad [5-13]$$

avec :

$\varepsilon(t)$: la déformation à l'instant t,

$L(t)$: la longueur de la fibre tendue à l'instant t,

L_0 : la longueur de la fibre tendue (entre les deux appuis inférieurs) à l'état initial (30 cm),

t : le temps en seconde.

Pour déterminer la longueur de la fibre tendue, deux hypothèses sont possibles, l'hypothèse de déformation en triangle ou en arc.

avec l'hypothèse de déformation en triangle, $L(t)$ est calculée par l'équation [5-14].

$$L(t) = \sqrt{(4 \times f(t)^2 + L_0^2)} \quad [5-14]$$

avec :

$L(t)$: la longueur de la fibre tendue à l'instant t,

$f(t)$: Flèche de la poutre à l'instant t,

L_0 : la longueur de la fibre tendue (entre les deux appuis inférieurs) à l'état initial.

Pour calculer $L(t)$ en faisant l'hypothèse d'une déformation en arc, l'équation [5-15] est utilisée.

$$L(t) = 2 \times \arcsin\left(\frac{L_0}{2 \times r(t)}\right) \times \left(\frac{f(t)}{2} + \frac{L_0^2}{8 \times f(t)}\right) \quad [5-15]$$

avec :

$L(t)$: la longueur de la fibre tendue à l'instant t

$f(t)$: Flèche de la poutre à l'instant t

L_0 : la longueur de la fibre tendue (entre les deux appuis inférieurs) à l'état initial

$r(t)$: le rayon de courbure déterminé par l'équation [5-16].

$$r(t) = \frac{f(t)}{2} + \frac{L_0^2}{8 \times f(t)} \quad [5-16]$$

Les résultats des deux hypothèses sont regroupés sur la Figure 5-19. L'hypothèse de déformation en triangle est valable pour les petits déplacements. En revanche pour des déformations plus importantes l'hypothèse de déformation en arc sera retenue.

Par ces deux méthodes, la rupture intervient pour une déformation de 0.008% (hypothèse de déformation en triangle) et 0.011% (hypothèse de déformation en arc). Ces deux valeurs sont très inférieures à celles trouvées dans le cadre de l'étude de l'argile de l'Aptien (Camp-Devernay., 2008) dont on obtenait la rupture pour une déformation de 0,5% en comparaison avec l'argile de l'Aptien qui a un indice de plasticité de 22%, le matériau T12 a un indice de plasticité de 9% qui traduit un changement d'état plus net avec la variation de teneur en eau. Le matériau T12 (non traité) sera donc très sensible à la fissuration en cas de tassements différentiels d'une couche sous-jacente.

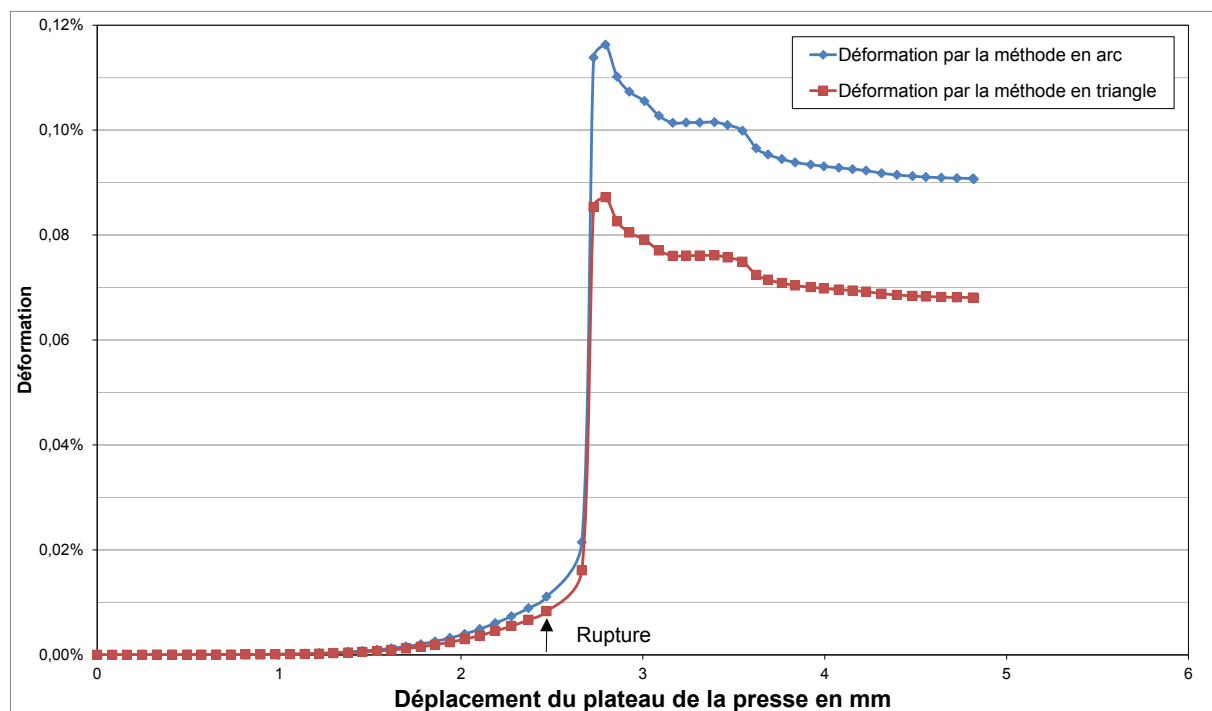


Figure 5-19 : Déformation de la poutre de matériau T12 à w_{OPN} en fonction des deux méthodes de calcul

Aucun autre essai de flexion quatre points n'a pu être réalisé, en effet le matériau à la teneur en eau que nous visions ($w_{OPN}+2\%$) ne permettait pas aux poutres d'être positionnées sous la presse car elles se déformaient sous leur propre poids.

5.3. Essais triaxiaux

Des essais triaxiaux ont été réalisés sur les matériaux non traités et traités à 7% de BCAS afin de voir l'effet du traitement sur les caractéristiques mécaniques du matériau. Ces essais ont été réalisés au laboratoire du Cerema d'Aix-en-Provence, car nous ne disposions pas du matériel nécessaire à leur réalisation.

La préparation des éprouvettes utilisées pour ce type d'essai est décrite au paragraphe 5.3.2 car c'est la même que celle utilisée pour préparer les échantillons pour la mesure de la conductivité hydraulique au triaxial. On rappellera que la préparation des éprouvettes est différente de celle faite au LTHE puisque le compactage est statique tandis que les matériaux au LTHE sont compactés dynamiquement (Proctor).

5.3.1. Principe de l'essai

L'essai de compression triaxiale consiste à soumettre une éprouvette à un champ de contrainte homogène qui a pour composantes une pression hydraulique appliquée par l'intermédiaire d'un fluide remplissant la cellule (pression de confinement) et un déviateur $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ appliqué par l'intermédiaire d'un piston (voir Figure 5-20). La contrainte moyenne totale est : $p' = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3$. Le déviateur q est augmenté jusqu'à la rupture de l'éprouvette.

Différents types d'essais triaxiaux peuvent être réalisés :

- essai de compression simple, $\sigma_3 = 0$,
- essai UU : essai non consolidé non drainé (XP CEN ISO/TS 17892-8),
- essai CU + u: essai consolidé non drainé sur sol saturé avec mesure de la pression interstitielle,
- essai CU : essai consolidé non drainé (sur sol saturé ou non),
- essai CD : essai consolidé drainé (sur sol saturé ou sable sec).

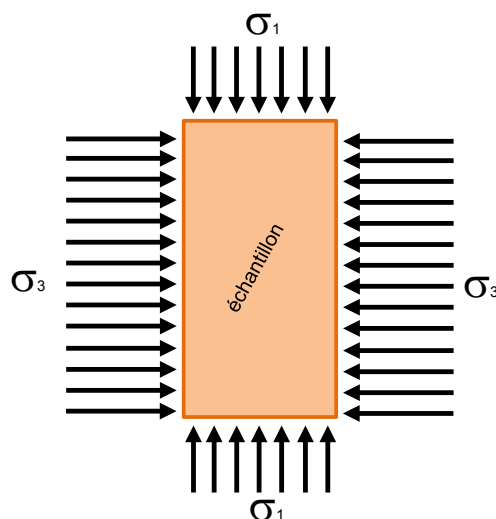


Figure 5-20 : Schéma de principe des contraintes appliquées sur un échantillon lors d'un essai triaxial

Dans le cadre de la présente étude, les essais triaxiaux réalisés sont des essais CU, compte tenu de la faible conductivité hydraulique du matériau.

5.3.2. Procédure de réalisation des essais

Les éprouvettes ont été compactées statiquement, les caractéristiques de compactage des éprouvettes testées sont données au Tableau 5-11.

Quatre types d'essais triaxiaux CU ont été réalisés avec trois éprouvettes par essai. Deux de ces éprouvettes ont fait l'objet de mesures de conductivité hydraulique ("test appelé perméamètre à parois souples"). Ces essais concernent les matériaux compactés T3 et T12, non traité et traité à 7 %. Dans ce paragraphe nous ne nous intéressons qu'aux paramètres mécaniques de ces éprouvettes, les mesures de conductivité hydraulique étant détaillées au chapitre 6.

Les essais ont été réalisés pour un compactage des éprouvettes à w_{OPN} pour tous les échantillons à l'exception du matériau T12 traité à 7% de BCAS qui a été compacté à $w_{OPN}+2\%$.

Tableau 5-11 : Caractéristiques des éprouvettes testées au triaxial après compactage

	Contrainte de confinement (en kPa)	w_{OPN}	Teneur en eau	γ_d après compactage (en kN/m^3)
T12 non traité	50	12,3%	12,3%	19,29
	150		12,3%	19,29
	400		12,3%	19,29
T12 traité à 7% de BCAS	50	15,0%	17,0%	17,80
	150		17,0%	17,80
	400		17,0%	17,80
T3 non traité	50	11,1%	11,1%	19,70
	150		11,1%	19,60
	400		11,1%	19,90
T3 traité à 7% de BCAS	50	14,9%	14,9%	18,59
	150		14,9%	18,78
	400		14,9%	18,68

Après la phase de saturation décrite au paragraphe 5.3.2, une phase de consolidation isotrope est réalisée sous trois contraintes isotropes différentes (une par éprouvette) de 50 kPa, de 150 kPa et de 400 kPa.

L'essai triaxial consolidé-non drainé CU en compression est réalisé comme suit :

Une période de rééquilibrage de la contre-pression est ménagée après la phase de perméabilité (pour les éprouvettes sur lesquelles cet essai a été réalisé à savoir pour les consolidations de 50 kPa et 400 kPa), d'une durée de plusieurs heures. Le cisaillement non drainé CU est effectué à des vitesses $v = 0,009$ et $0,012$ mm/min (de 9 à 12 $\mu\text{m}/\text{min}$). Les données suivantes sont enregistrées pendant ces phases de compression monotone :

- ΔH la variation de hauteur de l'éprouvette (mesure globale),
- F l'effort axial,
- u la pression interstitielle.

Les phases de cisaillement en compression sont représentées par les courbes contrainte-déformation (ϵ_a, q) et (ϵ_a, u), les chemins des contraintes effectives (p, q) et (q, u):

- $\epsilon_a = \Delta H/H_s$ la déformation axiale (ΔH déplacement axial, H_s hauteur de l'éprouvette après consolidation isotrope),
- $\epsilon_v = \Delta V/V_s$ la déformation de volume (ΔV variation de volume, V_s volume de l'éprouvette après consolidation isotrope),
- $p' = (\sigma'_1 + 2 \sigma'_3)/3$ la contrainte effective moyenne,
- $q = \sigma'_1 - \sigma'_3 = F/S_s$ le déviateur (F effort axial, S_s section actuelle de l'éprouvette),
- σ'_1 et σ'_3 les contraintes effectives axiale et radiale,
- u la pression interstitielle.

La durée des phases de compression en non drainé est de 24 heures environ. Le calcul des paramètres est effectué à partir des données brutes, enregistrées pendant les essais, en tenant compte de la variation de section de l'éprouvette (forme de déformation en tonneau). Les déformations et les contraintes sont comptées positivement en compression.

5.3.3. Résultats

Les courbes déviateur – déformation axiale (q, ϵ_a) sont données à la Figure 5-21 et les courbes pressions interstitielles déformation (u, ϵ_a) à la Figure 5-22, pour le matériau T12 et à la Figure 5-27 et à la Figure 5-28 pour le matériau T3. Les résultats des essais triaxiaux sont également donnés sous la forme des diagrammes ($p'; q$). Les cercles de Mohr à la rupture sont aussi présentés à partir des valeurs limites présentées sur les diagrammes $q(\epsilon_a)$ et $u(\epsilon_a)$:

- pour le matériau T12 non traité respectivement à la Figure 5-23 et à la Figure 5-24,
- pour le matériau T12 traité à 7% BCAS à la Figure 5-25 et à la Figure 5-26,
- pour le matériau T3 non traité à la Figure 5-29 et à la Figure 5-30,
- pour le matériau T3 traité à 7% BCAS à la Figure 5-31 et à la Figure 5-32.

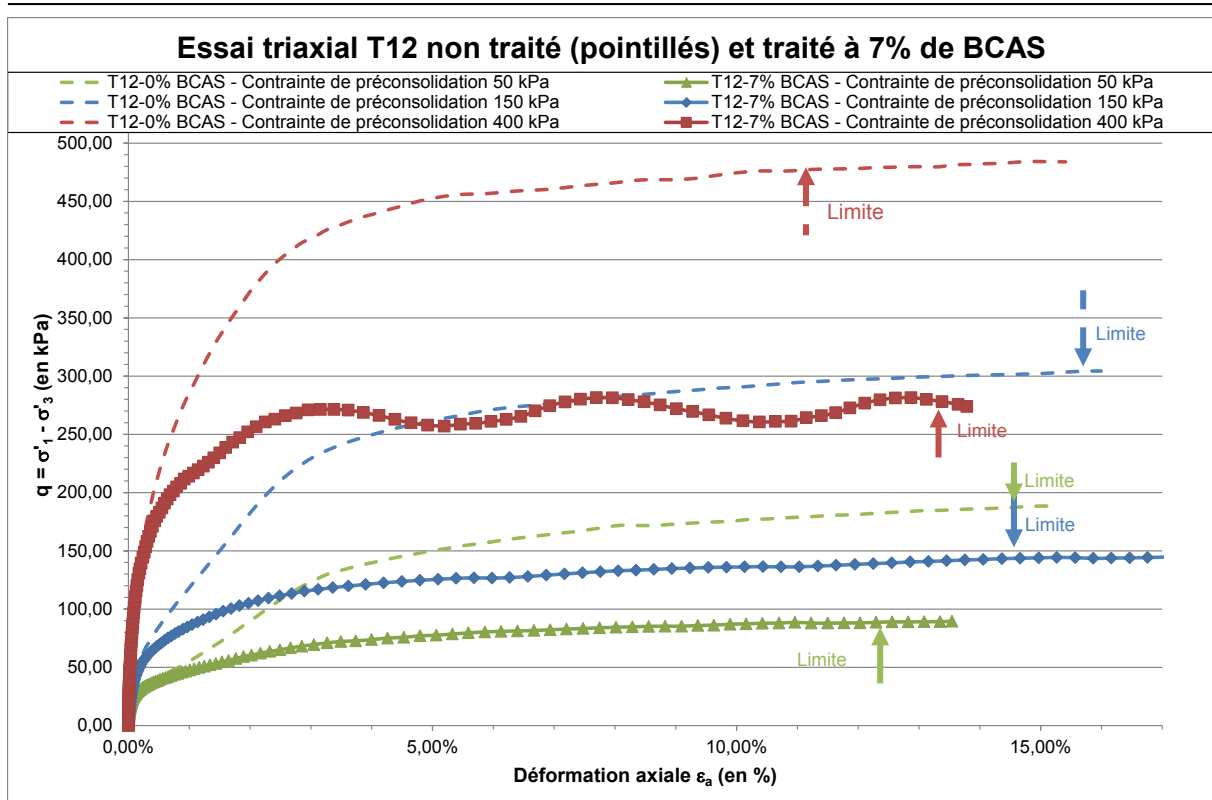


Figure 5-21 : Courbes déviateur-déformation axiale pour les matériaux T12 non traité et T12 traité à 7% de BCAS

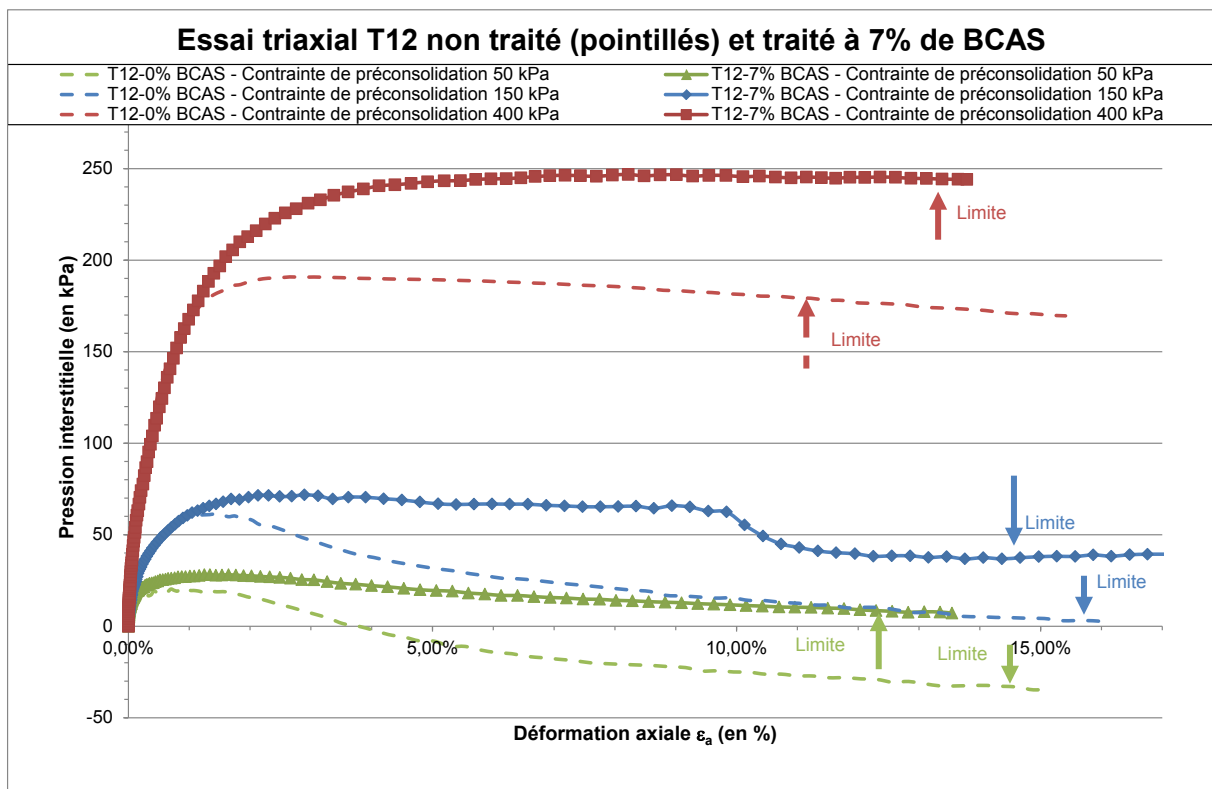


Figure 5-22 : Courbes pression interstitielle-déformation axiale pour les matériaux T12 non traité et T12 traité à 7% de BCAS

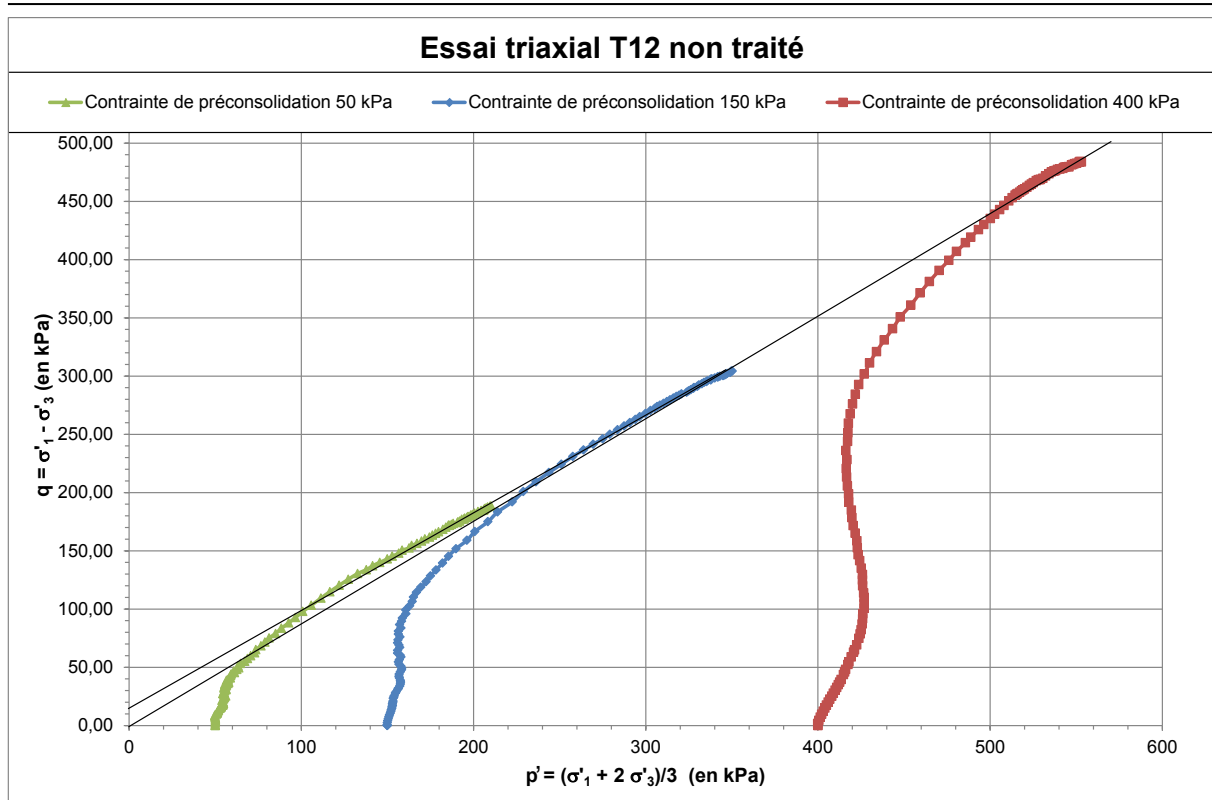


Figure 5-23 : Courbes (p';q) pour les matériaux T12 non traités de BCAS

La courbe intrinsèque (représentation de Mohr) est obtenue à partir des diagrammes (p';q). Les valeurs limites choisies sont celles positionnées sur la Figure 5-22.

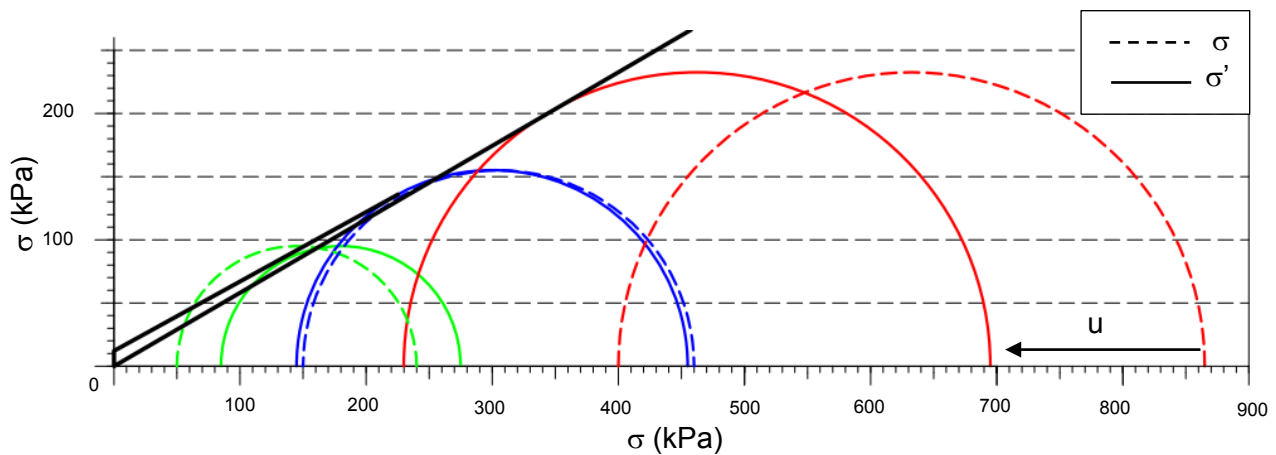


Figure 5-24 : Cercles de Mohr à la limite pour les matériaux T12 non traités de BCAS

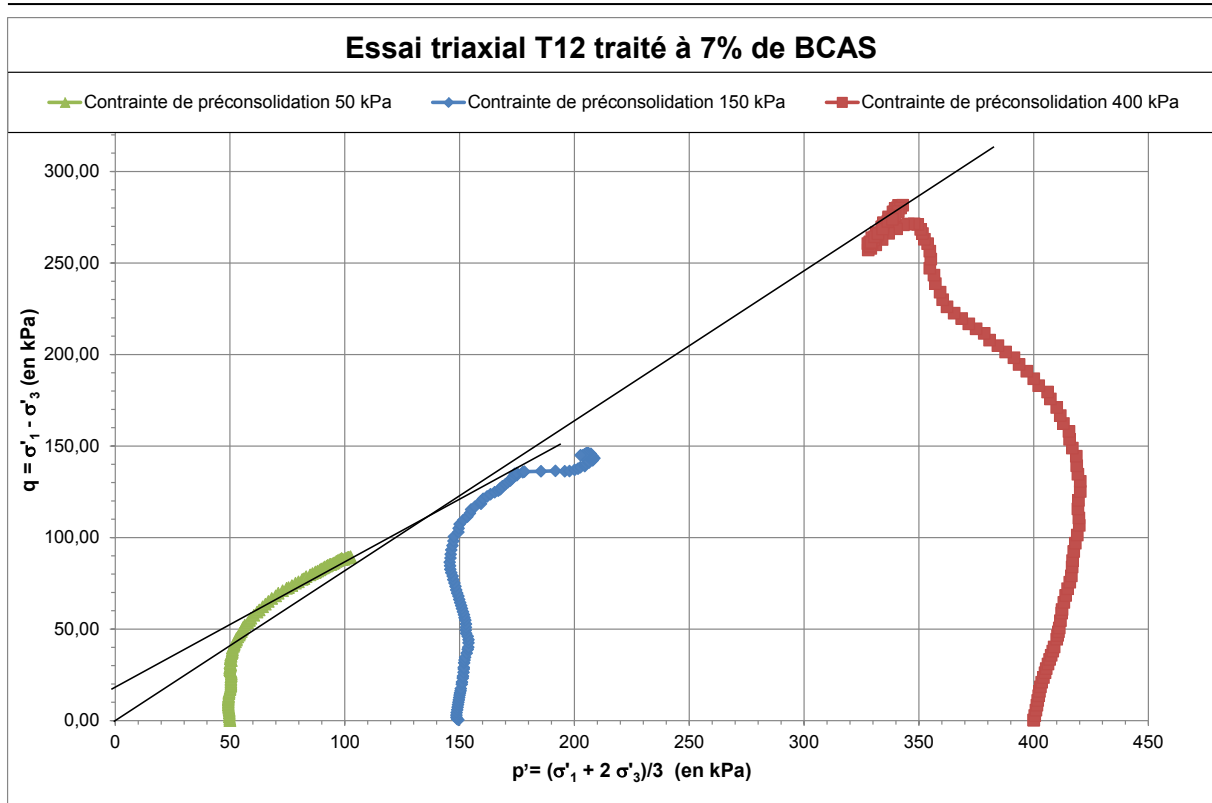


Figure 5-25 : Courbes (p' ; q) pour les matériaux T12 traités à 7% de BCAS

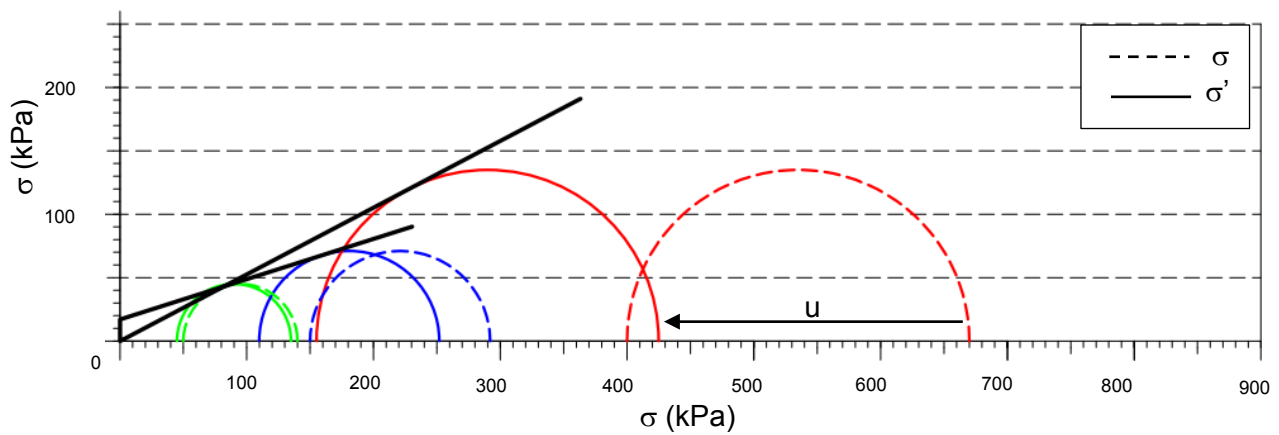


Figure 5-26 : Cercles de Mohr à la limite pour les matériaux T12 traités à 7% de BCAS

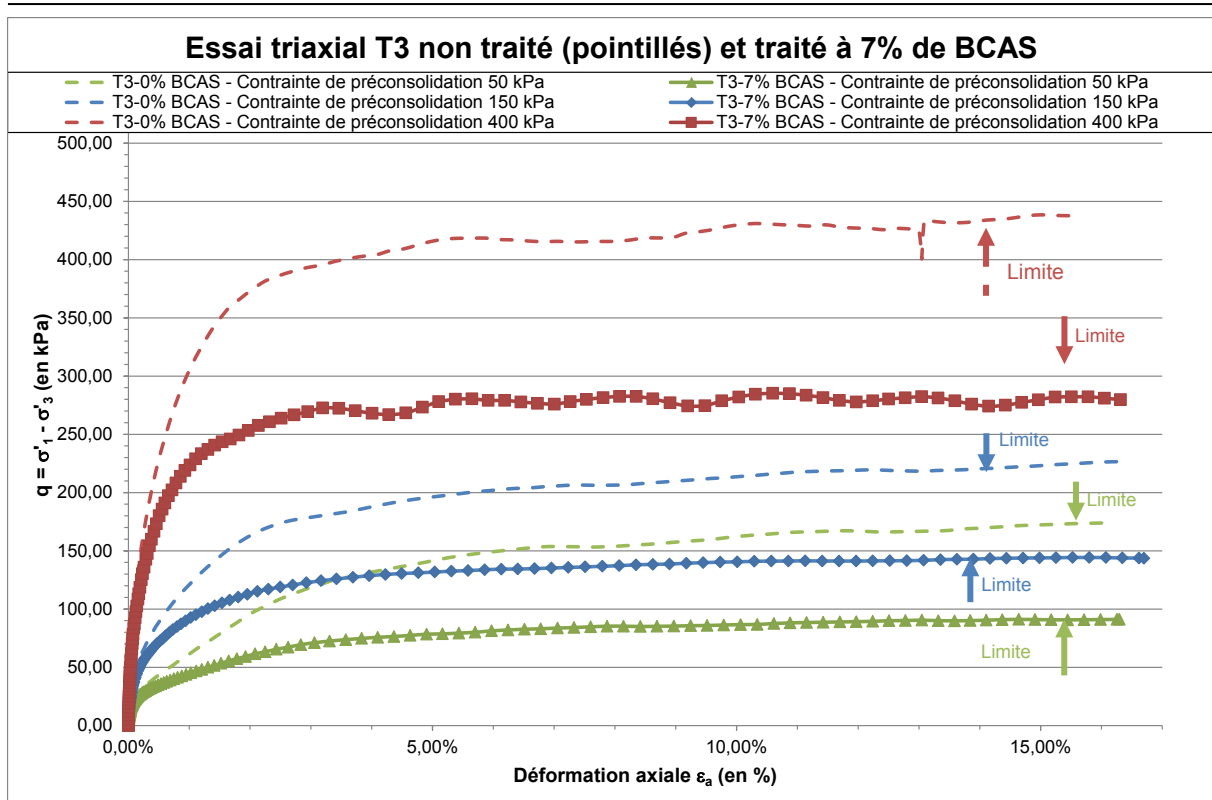


Figure 5-27 : Courbes déviateur-déformation axiale pour les matériaux T3 non traité et T3 traité à 7% de BCAS

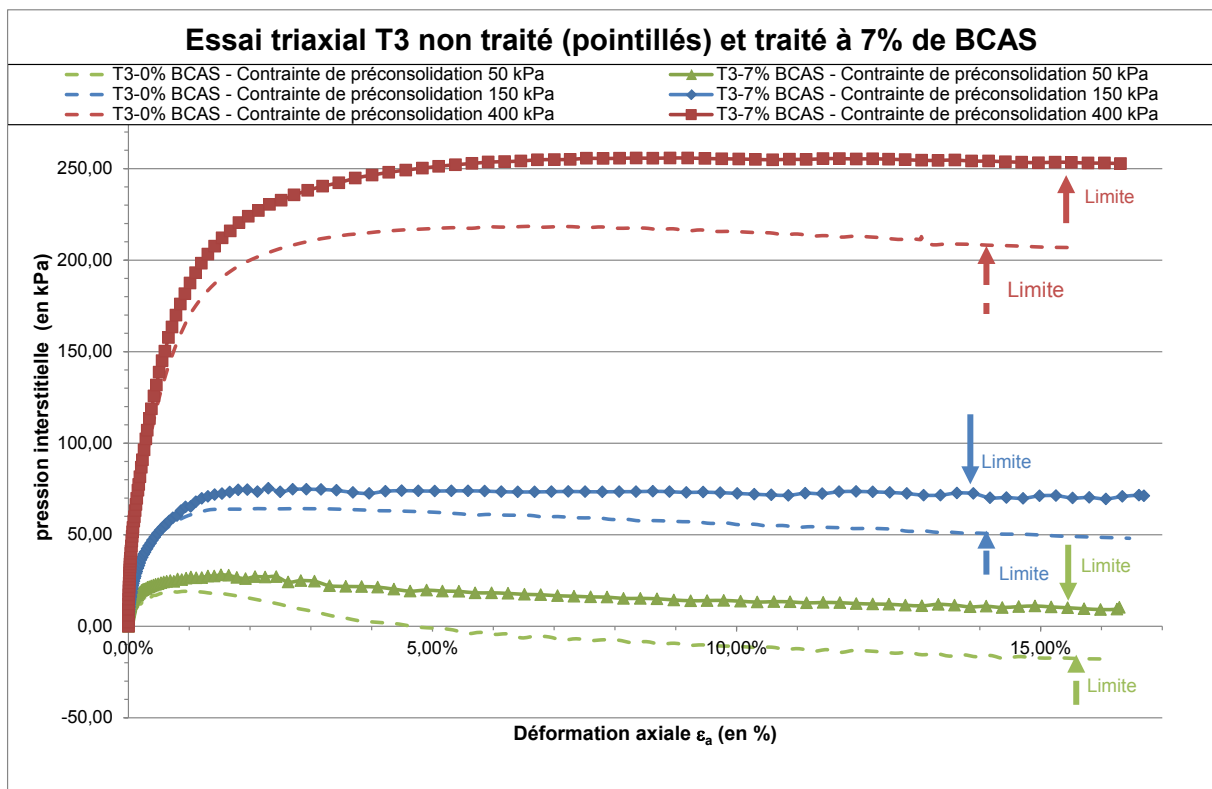


Figure 5-28 : Courbes pression interstitielle-déformation axiale pour les matériaux T3 non traité et T3 traité à 7% de BCAS

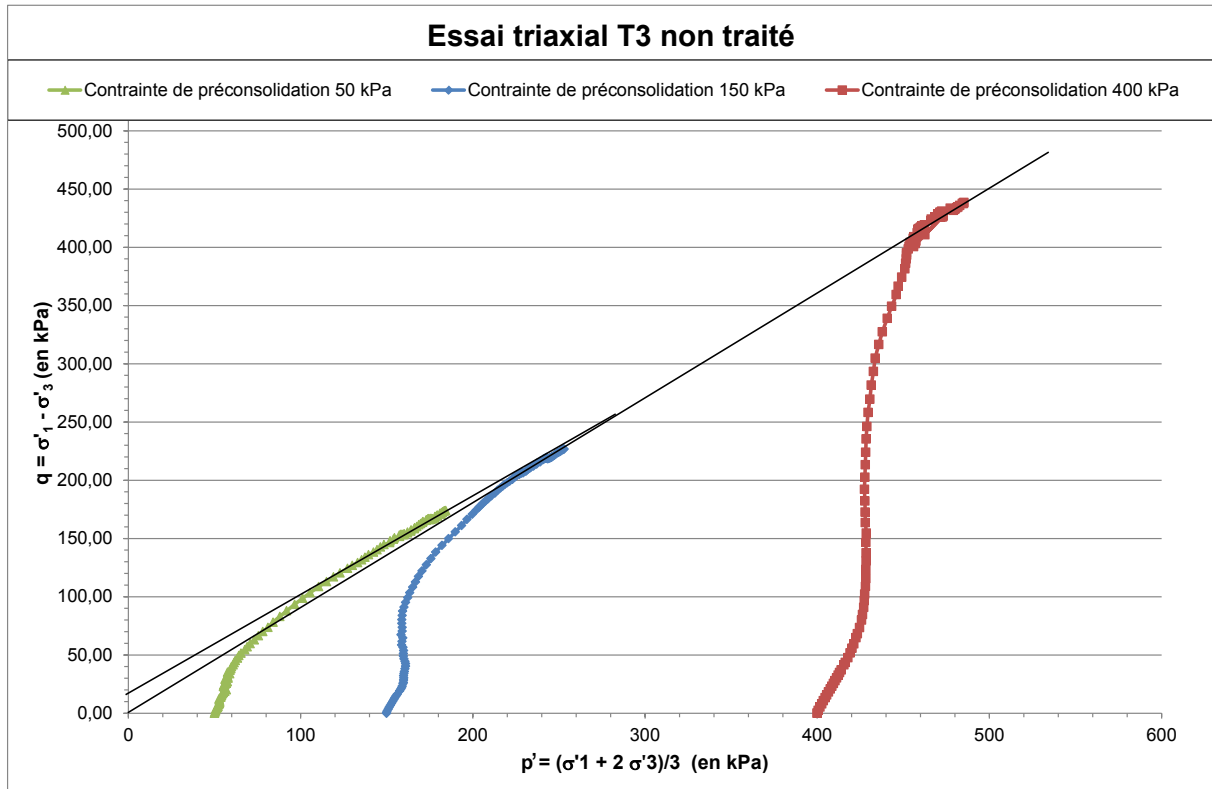


Figure 5-29 : Courbes (p';q) pour les matériaux T3 non traités de BCAS

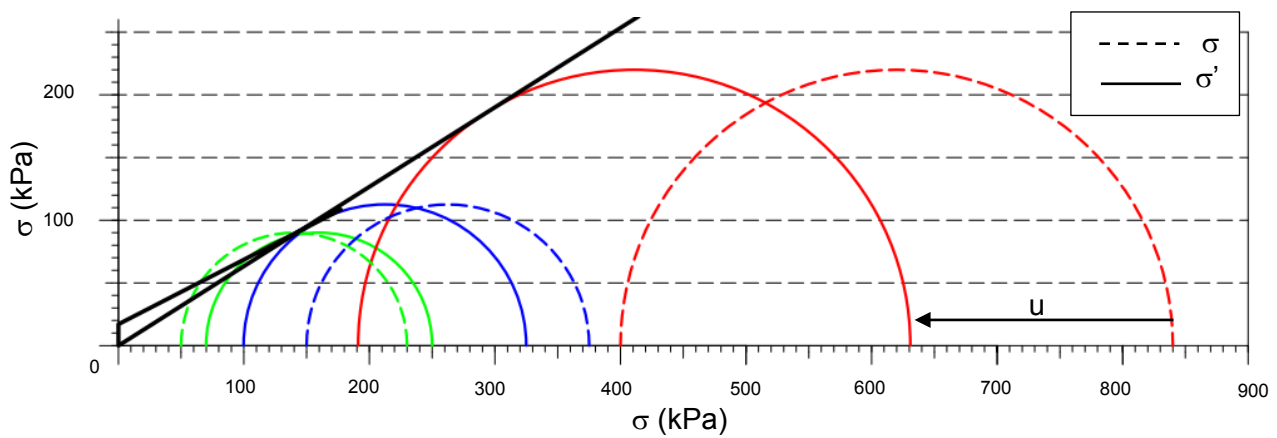


Figure 5-30 : Cercles de Mohr à la limite pour les matériaux T3 non traités de BCAS

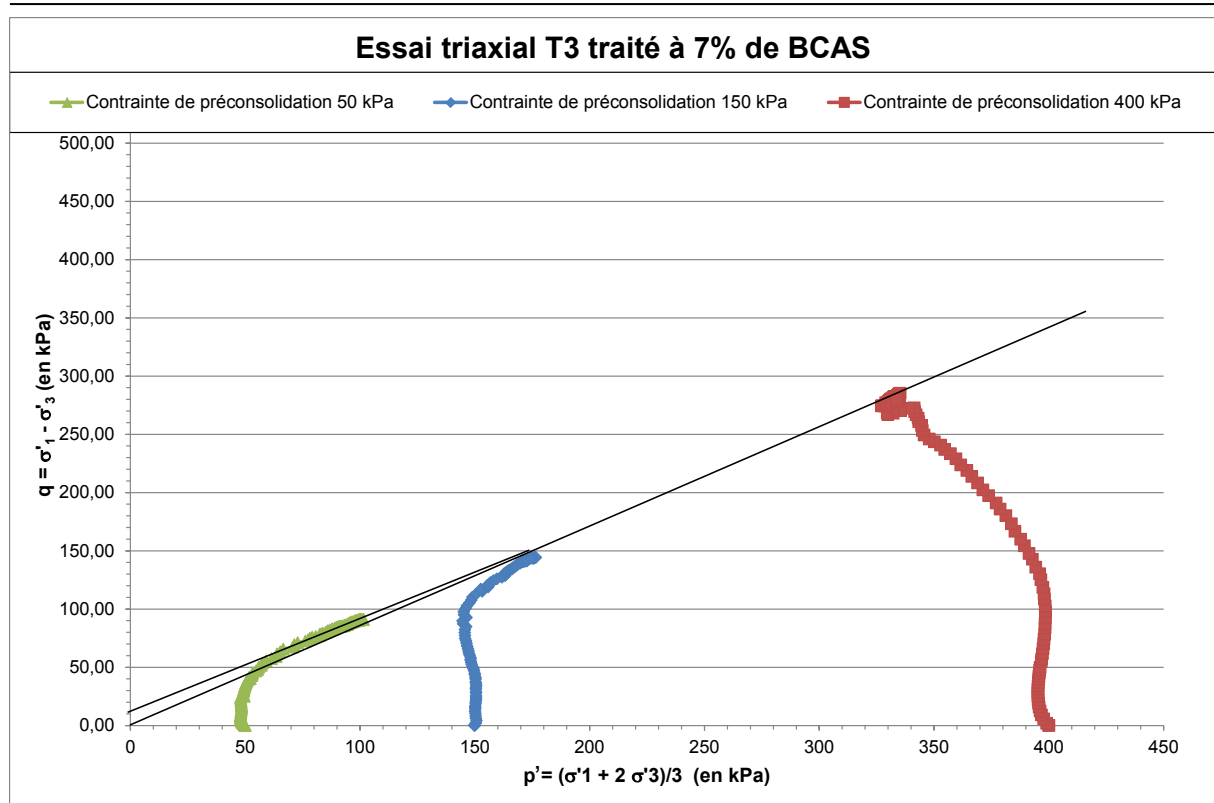


Figure 5-31 : Courbes (p';q) pour les matériaux T3 traités 7% de BCAS

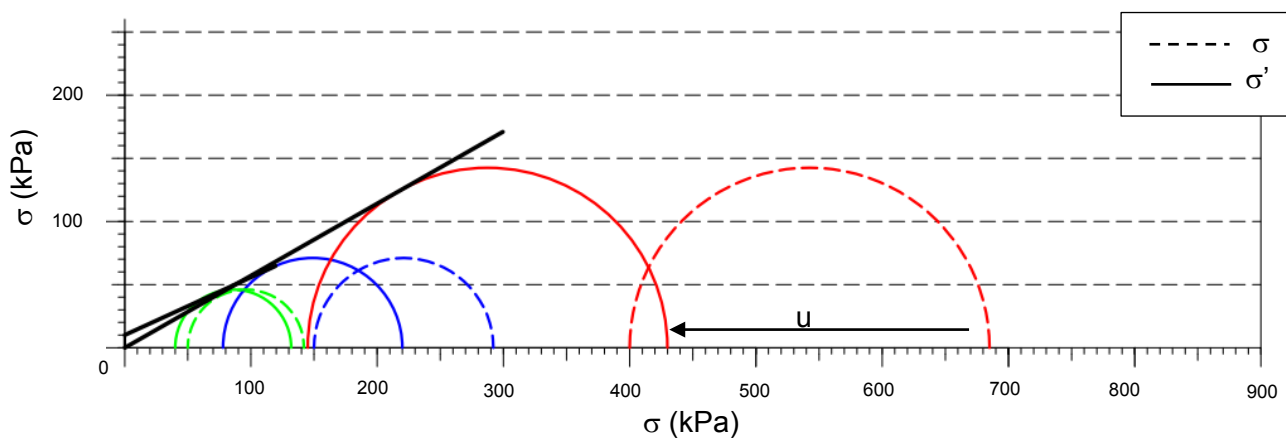


Figure 5-32 : Cercles de Mohr à la limite pour les matériaux T3 traités à 7% de BCAS

Pour déterminer (c', ϕ') , on s'est basé sur les diagrammes $(p'; q)$, dans le plan de Mohr, les droites sont déduites de celles obtenues dans les diagrammes $(p'; q)$. Les cercles de Mohr correspondent aux valeurs du déviateur q , limites choisies et positionnées sur les figures pour chaque matériau.

Les résultats des paramètres c' et ϕ' obtenus à partir de ces essais triaxiaux sont donnés au Tableau 5-12 pour le matériau T12 non traité et traité à 7% de BCAS et au Tableau 5-13 pour le matériau T3 non traité et traité à 7% de BCAS.

Le sol est considéré normalement consolidé pour $\sigma_3 = 400$ kPa. Pour $\sigma_3 = 150$ kPa, on se trouve à la limite entre surconsolidé et normalement consolidé. En phase surconsolidé, (c', ϕ') ne peuvent être obtenus à partir des diagrammes de Mohr, on utilise donc les diagrammes $(p'; q)$.

Les cercles de Mohr ont été tracés pour les valeurs de pseudo-palier et par contre les droites intrinsèques correspondent à celles déterminées à l'aide des diagrammes (p' , q).

On observe une diminution des caractéristiques mécaniques à la rupture après traitement, et aussi une diminution du module de déformation avant rupture.

Tableau 5-12 : Résultats des essais triaxiaux sur les matériaux T12 non traité et T12 traité à 7% de BCAS

Matériau de base	Traitement à la BCAS	Contrainte de préconsolidation isotrope (kPa)	Résultats c' (kPa)	Résultats ϕ' (°)
T12	NON	50	12	28,6
		150		
		400	0	31,2
T12	7 %	50	17	19,5
		150		
		400	0	26,6

Tableau 5-13 : Résultats des essais triaxiaux sur les matériaux T3 non traité et T3 traité à 7% de BCAS

Matériau de base	Traitement à la BCAS	Contrainte de préconsolidation isotrope (kPa)	Résultats c' (kPa)	Résultats ϕ' (°)
T3	NON	50	17	27,3
		150		
		400	0	31,9
T3	7 %	50	10	24,7
		150		
		100	0	29,0

5.4. Essais de compression uniaxiale

5.4.1. Théorie

L'essai consiste à soumettre un échantillon cylindrique, dont les dimensions sont 35mm de diamètre et 70mm de hauteur environ, à une sollicitation en compression par l'intermédiaire d'un plateau de chargement se déplaçant à vitesse constante ($v = 0.01$ mm/s) jusqu'à la rupture de l'échantillon (NF P 94-077). Compte tenu de la vitesse d'essai, il s'agit d'un essai de compression en non drainé, on peut considérer qu'à la rupture $c_u = \sigma_1/2$. La force appliquée (F) en fonction de l'écrasement de l'échantillon (ΔH) est enregistrée.

$\sigma_{c \max}$ est la contrainte maximale verticale qu'une éprouvette non confinée peut supporter et est donnée par la formule [5-17]

$$\sigma_{c \max} = \frac{F_{\max}}{\pi R_{\max}^2} \quad [5-17]$$

avec :

- $\sigma_{c \max}$ résistance en compression (Pa),

- F_{\max} charge verticale maximale appliquée sur l'éprouvette (N),
- R_{\max} rayon de l'échantillon lors de l'application de la charge F_{\max} , pour un déplacement de la presse ΔH_{\max} (m).

Afin de tenir compte de la déformation en tonneau de l'éprouvette, une correction est réalisée sur la valeur de la section de l'éprouvette. La section initiale de l'éprouvette est définie par :

$$A_0 = \pi \times R_0^2 ; R_0 : \text{rayon initial de l'éprouvette } R_0 = 17,5 \text{ mm} \quad [5-18]$$

En prenant en compte la déformation en tonneau, la section de l'éprouvette A pour un déplacement vertical du plateau de compression ΔH est définie par:

$$A = \pi \times R^2 = A_0 \times (1 + \Delta H / 2H_0) / (1 - \Delta H / H_0) ; H_0 \approx 70 \text{ mm} \quad [5-19]$$

5.4.2. Préparation des échantillons

Les carottes sur lesquelles sont réalisés les essais de compression uniaxiale, sont prélevées sur des matériaux compactés dans un moule Proctor à l'énergie du Proctor normal. Le carottage s'effectue directement dans le moule Proctor, le carottier est foncé au moyen d'une presse hydraulique (voir Figure 5-33). On notera donc que la préparation des éprouvettes est différente de celle pour les essais triaxiaux précédents.



Figure 5-33 : Carottage des échantillons pour les essais de compression uniaxiale dans les moules Proctor

L'échantillon est ensuite extrait du carottier et découpé soigneusement afin d'obtenir des surfaces horizontales en haut et en bas de l'échantillon.

Les dimensions de l'échantillon testé sont mesurées au pied à coulisse avant chaque essai, tout comme la teneur en eau, qui permettent ensuite de déduire le poids volumique sec réel de chaque échantillon après passage à l'étuve.

L'échantillon est testé à la teneur en eau de confection, sans saturation supplémentaire.

Le matériel utilisé pour le suivi de ces essais est un capteur de force qui mesure l'effort appliqué sur l'échantillon et un capteur de déplacement qui permet le suivi de la déformation verticale de l'échantillon en mesurant le déplacement du plateau de la presse (Voir Figure 5-34). Une fois l'essai terminé la teneur en eau de l'échantillon (w_{essai}) est mesurée.

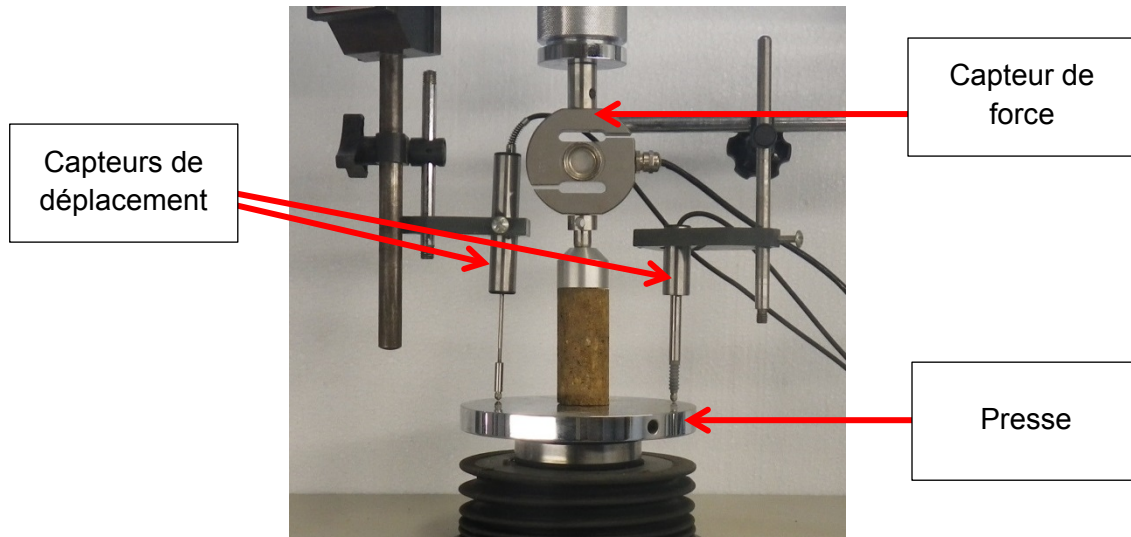


Figure 5-34 : Photographie du dispositif de l'essai de compression uniaxiale

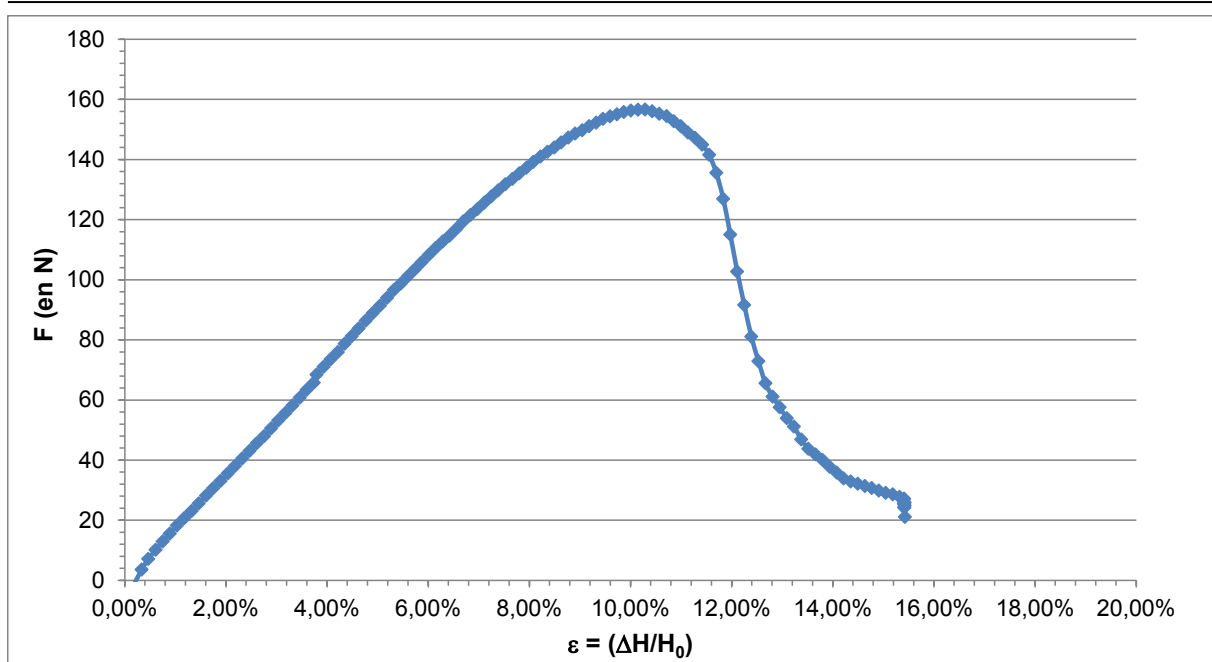
5.4.3. Résultats

5.4.3.1. Matériau T12

Les essais de compression uniaxiale sur le matériau T12 ont été réalisés sur le sol brut compacté à l'optimum +3% et sur les matériaux traités à 5%, 7% et 12% de BCAS. Pour les essais réalisés sur le matériau traité, différentes teneurs en eau de compactage ont été testées (compactages réalisés à l'énergie du Proctor normal), ainsi cinq à six teneurs en eau ont été utilisées, encadrant w_{OPN} .

Le premier matériau testé est donc le matériau brut à une teneur en eau de $w_{\text{OPN}} + 3\%$ (teneur en eau permettant d'obtenir la conductivité hydraulique la plus faible sans traitement, voir chapitre 6).

L'essai donne une résistance en compression $\sigma_{c \text{ max}} = 146 \text{ kPa}$ qui correspond à une déformation $\varepsilon_{\text{max}} = 10,3\%$ (voir Figure 5-35). Le module sécant E (pente initiale de la courbe) pour une déformation de 1% vaut 1801 kPa.

Figure 5-35 : Essai de compression uniaxiale sur le matériau T12 à $w_{OPN}+3\%$

Pour le matériau T12 traité à 5% de BCAS, cinq essais ont été réalisés, les caractéristiques de ces essais sont données au Tableau 5-14 et les courbes des essais à la Figure 5-36.

Tableau 5-14 : Caractéristiques des essais de compression uniaxiale du matériau T12 non traité et traité à 5% de BCAS

	w essai	γ_d (kN/m ³) essai	w moule Proctor	γ_d (kN/m ³) moule Proctor	w_{OPN}	γ_{dOPN} (kN/m ³)	σ_{max} (en kPa)	ε (%) pour σ_{max}	E (kPa) pour $\varepsilon=1\%$
Non traité	14,8%	18,28	15,2%	18,35	12,3%	19,10	145,99	10,3%	1801

	w essai	γ_d (kN/m ³) essai	w moule Proctor	γ_d (kN/m ³) moule Proctor	w_{OPN}	γ_{dOPN} (kN/m ³)	σ_{max} (en kPa)	ε (%) pour σ_{max}	E (kPa) pour $\varepsilon=1\%$
Essai n°1	7,9%	16,59	8,8%	17,07	15,0%	18,02	240,87	2,00%	14327
Essai n°2	12,2%	17,76	12,8%	17,74			286,19	2,30%	17969
Essai n°3	14,4%	18,64	14,8%	18,01			290,11	7,98%	7991
Essai n°4	15,9%	17,59	17,1%	17,8			134,30	12,25%	2578
Essai n°5	18,6%	16,89	19,2%	17,05			58,50	17,49%	767

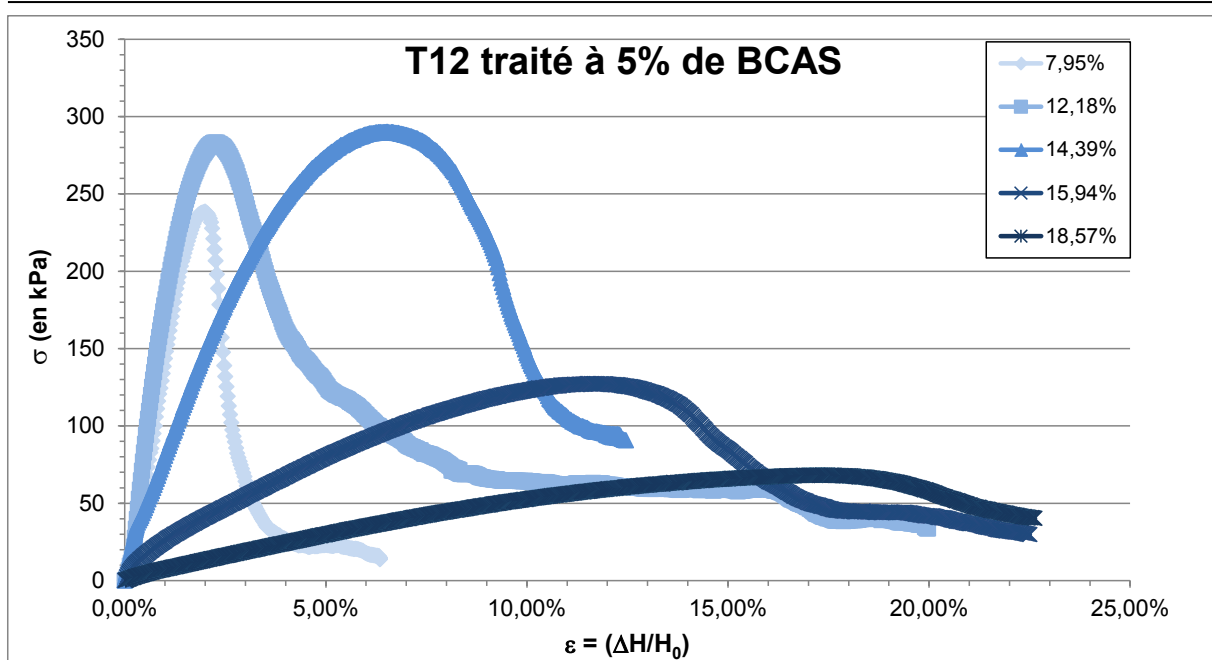


Figure 5-36 : Courbes des essais de compression uniaxiale du matériau T12 traité à 5% de BCAS

Pour le matériau T12 traité à 7% de BCAS, six essais ont été réalisés, les caractéristiques de ces essais sont données au Tableau 5-15 et les courbes des essais à la Figure 5-37.

Tableau 5-15 : Caractéristiques des essais de compression uniaxiale du matériau T12 traité à 7% de BCAS

	w essai	γ_d (kN/m ³) essai	w moule Proctor	γ_d (kN/m ³) moule Proctor	w_{OPN}	γ_{dOPN} (kN/m ³)	σ_{max} (en kPa)	ε (%) pour σ_{max}	E (kPa) pour $\varepsilon=1\%$
Essai n°1	7,1%	17,12	7,7%	16,73	16,4%	17,92	242,88	1,28%	22687
Essai n°2	11,3%	17,40	11,7%	17,03			297,13	1,55%	27720
Essai n°3	13,4%	18,69	13,7%	17,62			336,84	3,48%	15720
Essai n°4	15,9%	18,17	16,5%	17,9			170,48	8,00%	4319
Essai n°5	17,0%	17,60	18,0%	17,44			109,73	11,63%	2257
Essai n°6	21,3%	16,33	22,0%	16,07			34,93	28,98%	376

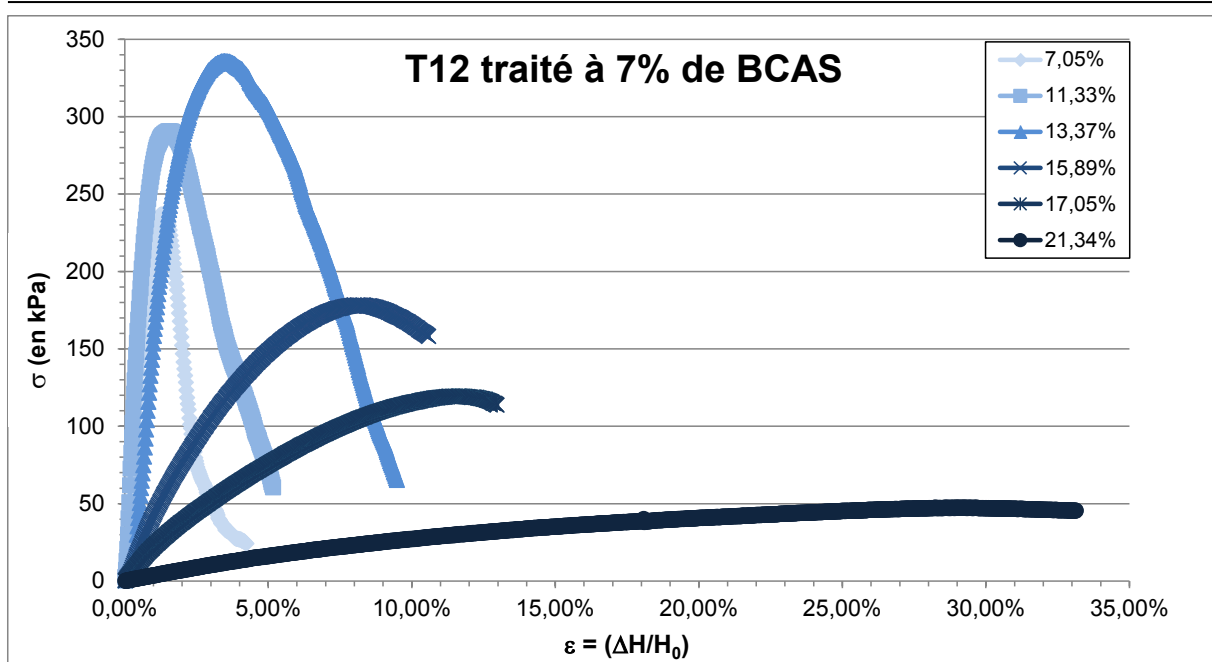


Figure 5-37 : Courbes des essais de compression uniaxiale du matériau T12 traité à 7% de BCAS

Pour le matériau T12 traité à 12% de BCAS, six essais ont été réalisés, les caractéristiques de ces essais sont données au Tableau 5-16 et les courbes des essais à la Figure 5-38.

Tableau 5-16 : Caractéristiques des essais de compression uniaxiale du matériau T12 traité à 12% de BCAS

	w essai	γ_d (kN/m ³) essai	w moule Proctor	γ_d (kN/m ³) moule Proctor	W_{OPN}	γ_{dOPN} (kN/m ³)	σ_{max} (en kPa)	ε (%) pour σ_{max}	E (kPa) pour $\varepsilon=1\%$
Essai n°1	9,2%	16,62	9,3%	16,5	17,6%	17,20	216,18	1,19%	21179
Essai n°2	14,8%	18,28	15,5%	17			323,12	2,97%	23411
Essai n°3	15,9%	17,77	16,9%	17,07			238,68	3,25%	16895
Essai n°4	17,1%	17,73	17,7%	17,19			163,72	6,02%	6314
Essai n°5	19,1%	17,24	19,8%	16,97			112,53	9,04%	4107
Essai n°6	21,1%	16,64	21,8%	16,43			77,92	17,54%	2124

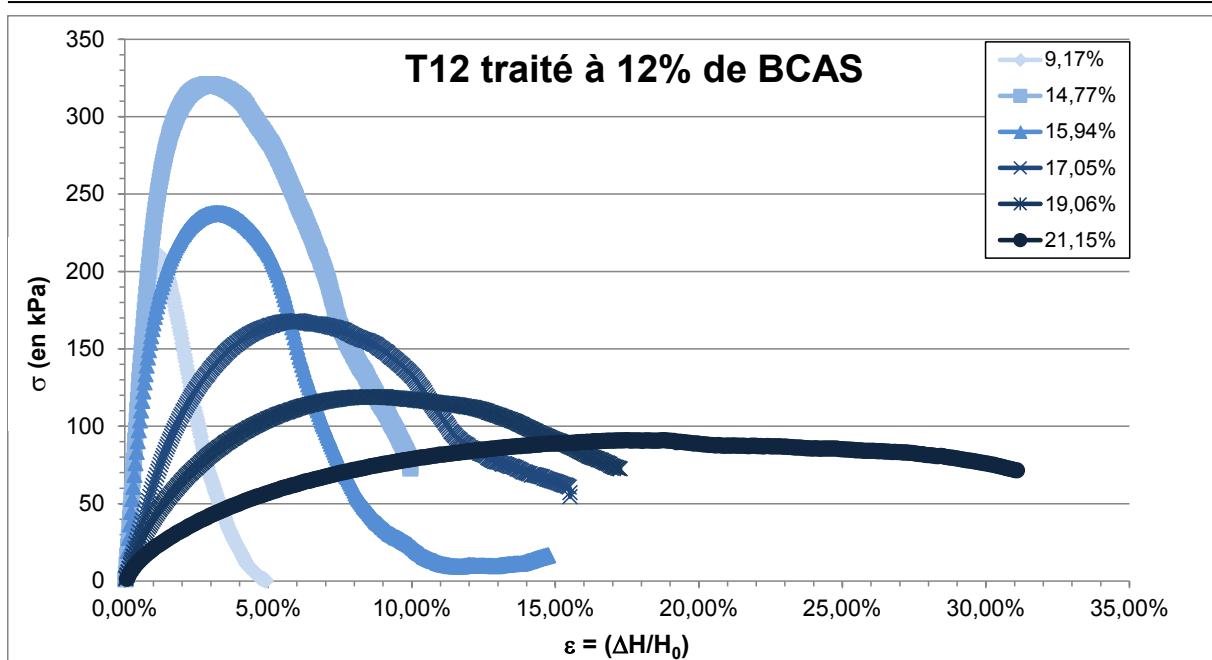


Figure 5-38 : Courbes des essais de compression uniaxiale du matériau T12 traité à 12% de BCAS

La Figure 5-39 montre que les courbes de compression uniaxiale du matériau non traité et à même teneur en eau ($w_{OPN} + 3\%$ du matériau non traité) et traité à 5% et 7% sont proches alors qu'il y a un net écart avec le matériau traité à 12% de BCAS.

Les résultats de cette série d'essais Figure 5-40 montrent que la contrainte maximale augmente lorsque la teneur en eau augmente pour des teneurs en eau inférieures à w_{OPN} (marqué par une flèche) au-delà de cette limite, la contrainte maximale diminue et la déformation associée augmente fortement.

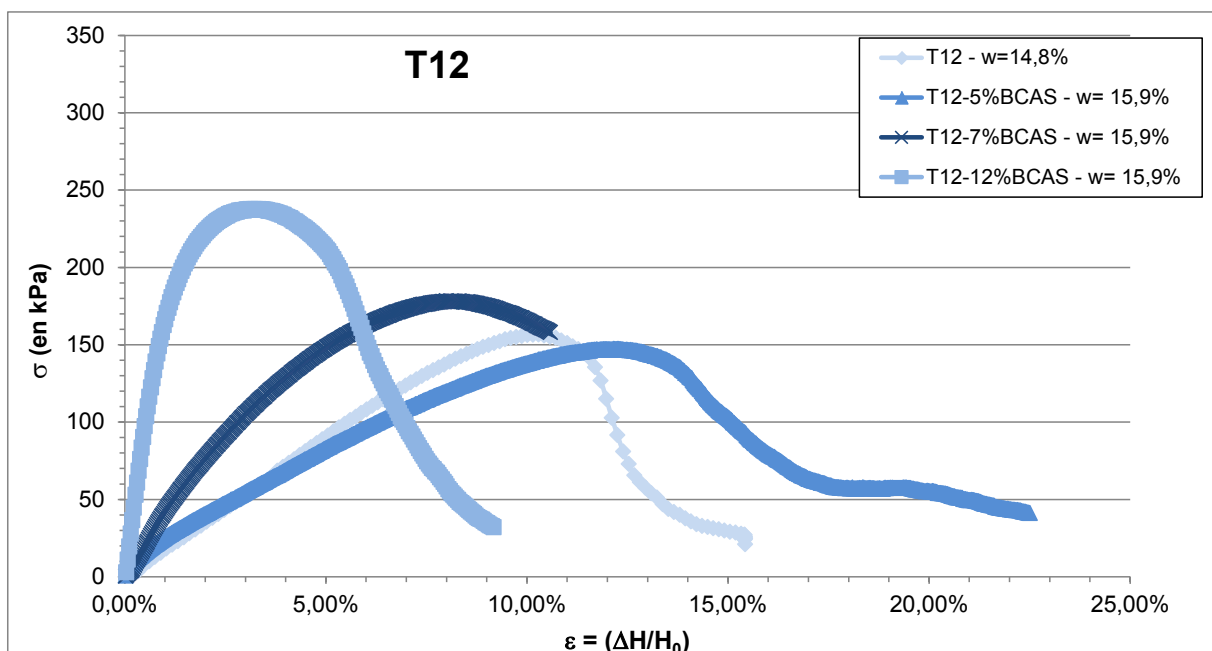


Figure 5-39 : Comparaison des essais de compression uniaxiale en fonction du taux de traitement à la BCAS à une teneur en eau fixée pour le matériau T12

Si on compare les efforts maximaux en fonction de la teneur en eau de compactage on remarque que la différence entre les taux de traitement est assez faible. Il y a donc une influence relativement faible du traitement sur les caractéristiques mécaniques du matériau (Tableau 5-17).

Tableau 5-17 : Synthèse des résultats des compressions uniaxiales pour le sol T12 non traité et traité à 5%, 7% et 12% de BCAS à une teneur en eau $w_{OPN}+3\%$

Matériau	w	σ_{max} (en kPa)	ε (%) pour σ_{max}	E (kPa) pour $\varepsilon=1\%$
T12 non traité	$w_{OPN} +3\%$	145,99	10,3%	1801
T12 5% BCAS	$w_{OPN} +3\%$	58,50	17,49%	767
T12 7% BCAS	$w_{OPN} +2\%$	109,73	11,63%	2257
T12 12% BCAS	$w_{OPN} +3\%$	77,92	17,54%	2124

Enfin si l'on considère l'essai comme non drainé du fait de sa vitesse de réalisation (inférieure à 10 minutes) et de la conductivité hydraulique des matériaux faible, on peut définir la cohésion non drainée $c_u = \sigma_{max}/2$. Le module sécant pour une déformation de 1% et la cohésion non drainée sont tracés en fonction de la teneur en eau à la Figure 5-40. On observe une chute de la cohésion c_u et du module à teneur en eau croissante, dès que l'on atteint une teneur en eau proche de $w_{OPN} - 2\%$.

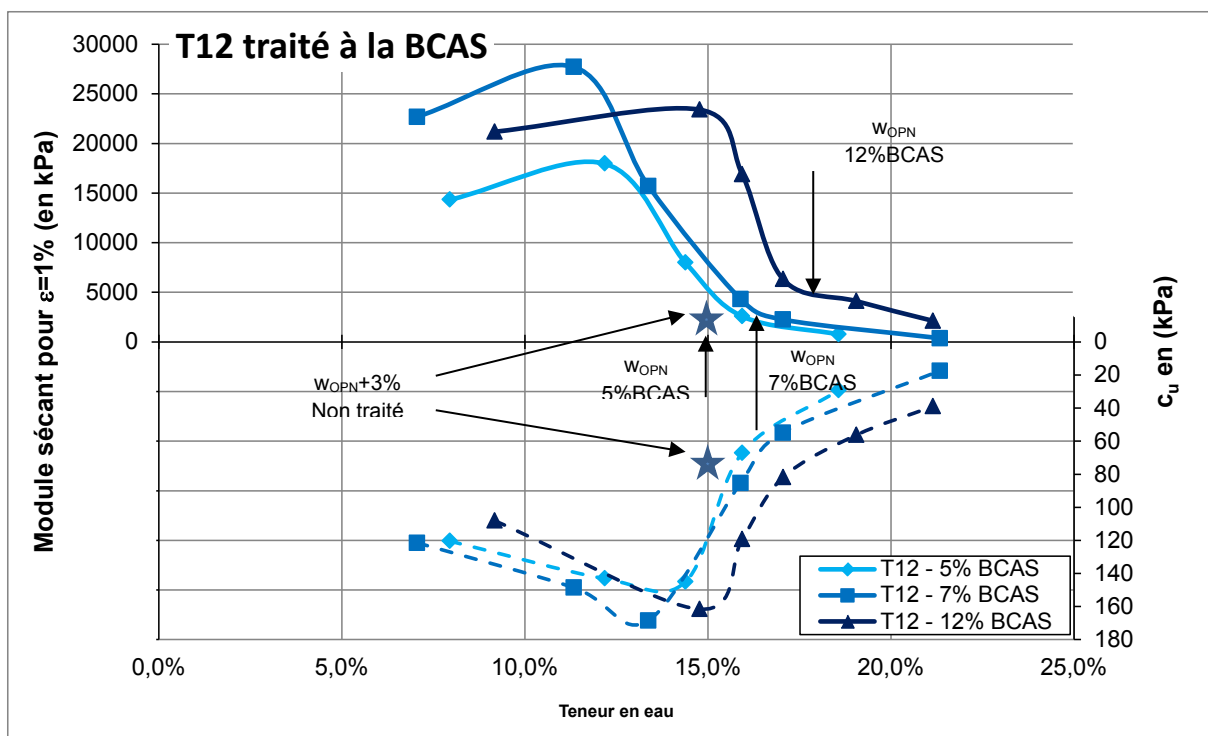


Figure 5-40 : Module sécant à la déformation 1% et cohésion non drainée en fonction de la teneur en eau de compactage pour le matériau T12 traité à 5%, 7% et 12% de BCAS

5.4.3.2. Matériau T3

Les essais de compression uniaxiale sur le matériau T3 ont été réalisés sur le matériau brut compacté à l'optimum +2% et sur les matériaux traités à 5%, 7% et 12% de BCAS. Pour les essais réalisés sur le matériau traité, comme pour le matériau T12, différentes teneurs en

eau de compactage ont été testées (compactages réalisés à l'énergie du Proctor normal), ainsi cinq à six teneurs en eau ont été utilisées (avec des teneurs en eau inférieures et supérieures à w_{OPN}).

Pour le matériau brut à une teneur en eau de $w_{OPN} + 2\%$ l'essai de compression uniaxiale est réalisé sur un échantillon prélevé dans un moule Proctor préparé à une teneur en eau $w_{OPN} + 2\%$.

L'essai donne une résistance en compression de $\sigma_{max} = 132,9$ kPa qui correspond à une déformation $\varepsilon_{max} = 11,9\%$ (voir Figure 5-41). Le module sécant pour 1% de déformation vaut 3239 kPa.

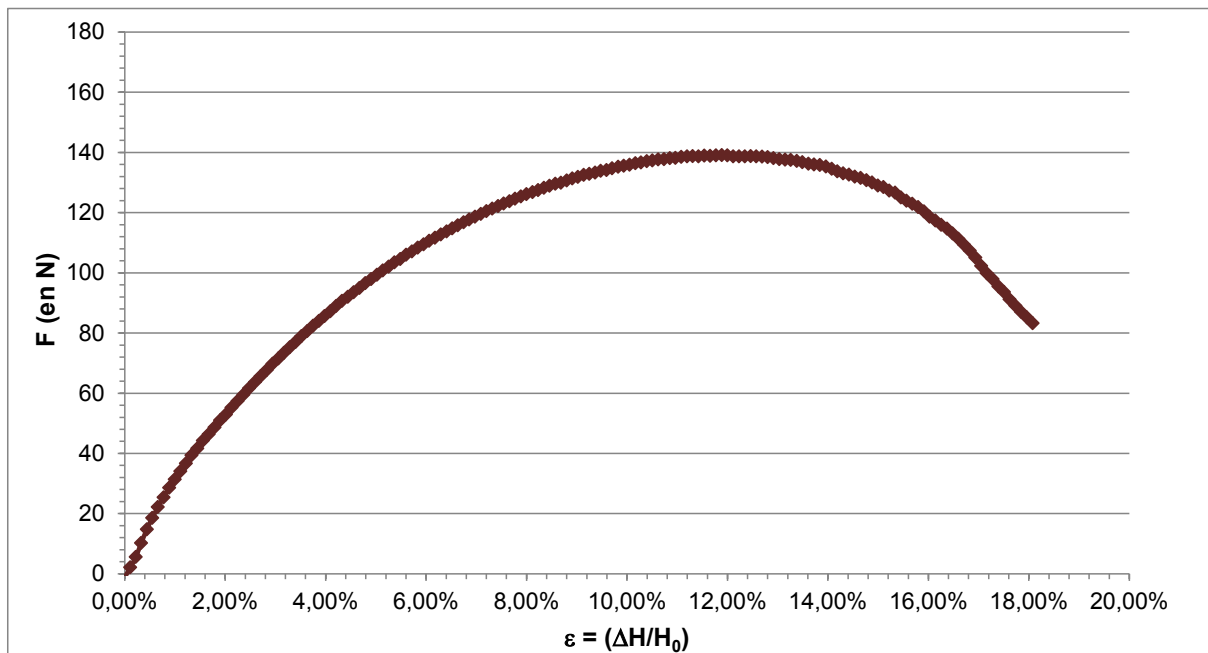


Figure 5-41 : Essai de compression uniaxiale sur le matériau T3 à $w_{OPN} + 2\%$

Pour le matériau T3 traité à 5% de BCAS, cinq essais ont été réalisés, les caractéristiques de ces essais sont données au Tableau 5-18 et les courbes des essais à la Figure 5-42.

Tableau 5-18 : Caractéristiques des essais de compression uniaxiale du matériau T3 non traité et traité à 5% de BCAS

	w essai	γ_d (kN/m ³) essai	w moule Proctor	γ_d (kN/m ³) moule Proctor	w_{OPN}	γ_{dOPN} (kN/m ³)	σ_{max} (en kPa)	ε (%) pour σ_{max}	E (kPa) pour $\varepsilon=1\%$
Non traité	13,0%	19,02	13,1%	19,17	11,1%	19,70	132,9	11,9%	3239

	w essai	γ_d (kN/m ³) essai	w moule Proctor	γ_d (kN/m ³) moule Proctor	w_{OPN}	γ_{dOPN} (kN/m ³)	σ_{max} (en kPa)	ε (%) pour σ_{max}	E (kPa) pour $\varepsilon=1\%$
Essai n°1	7,1%	17,79	7,5%	17,76	14,2%	18,89	185,14	1,75%	12395
Essai n°2	11,0%	18,44	11,5%	18,46			283,75	2,75%	14962
Essai n°3	12,9%	19,11	13,6%	18,85			222,75	7,09%	4972
Essai n°4	14,6%	18,74	14,8%	18,83			142,07	11,07%	3210
Essai n°5	15,3%	18,26	15,9%	18,42			91,87	11,99%	1342
Essai n°6	17,5%	17,68	17,9%	17,56			35,05	13,61%	653

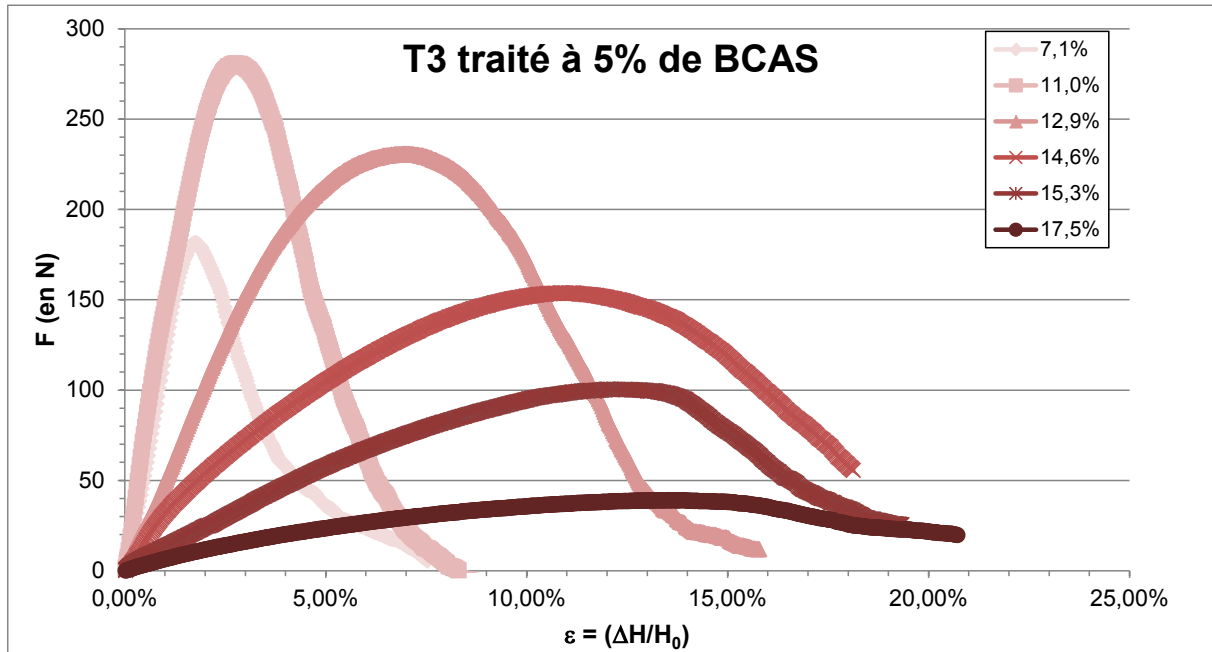


Figure 5-42 : Courbes des essais de compression uniaxiale du matériau T3 traité à 5% de BCAS

Pour le matériau T3 traité à 7% de BCAS, six essais ont été réalisés, les caractéristiques de ces essais sont données au Tableau 5-19 et les courbes des essais à la Figure 5-43.

Tableau 5-19 : Caractéristiques des essais de compression uniaxiale du matériau T3 traité à 7% de BCAS

	w essai	γ_d (kN/m ³) essai	w moule Proctor	γ_d (kN/m ³) moule Proctor	w_{OPN}	γ_{dOPN} (kN/m ³)	σ_{max} (en kPa)	ε (%) pour σ_{max}	E (kPa) pour $\varepsilon=1\%$
Essai n°1	9,0%	17,95	9,2%	17,55	14,9%	18,40	280,07	1,85%	19299
Essai n°2	12,9%	19,10	13,1%	18,25			305,53	3,52%	14610
Essai n°3	14,7%	18,59	15,1%	18,4			164,27	8,98%	4595
Essai n°4	15,6%	18,44	16,0%	18,2			97,83	11,41%	2687
Essai n°5	16,9%	17,97	17,1%	17,98			82,83	17,86%	1526
Essai n°6	19,2%	17,16	19,2%	17,25			43,42	20,34%	641

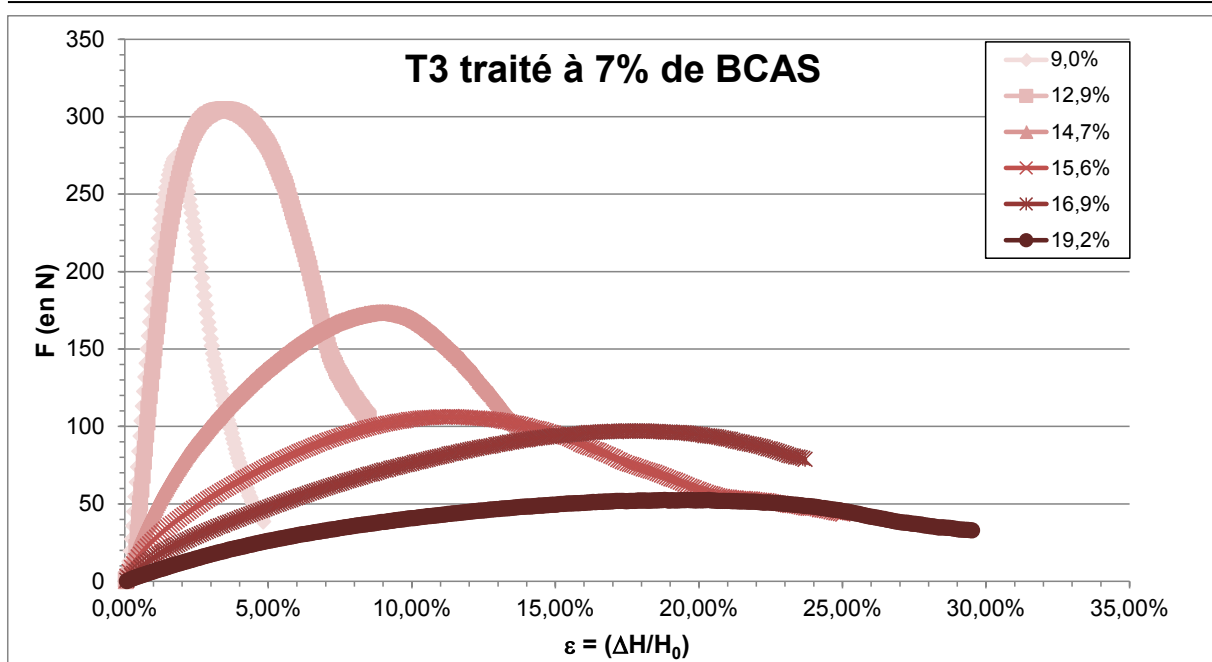


Figure 5-43 : Courbes des essais de compression uniaxiale du matériau T3 traité à 7% de BCAS

Pour le matériau T3 traité à 12% de BCAS, six essais ont été réalisés, les caractéristiques de ces essais sont données au Tableau 5-20 et les courbes des essais à la Figure 5-44.

Tableau 5-20 : Caractéristiques des essais de compression uniaxiale du matériau T3 traité à 12% de BCAS

	w essai	γ_d (kN/m ³) essai	w moule Proctor	γ_d (kN/m ³) moule Proctor	w_{OPN}	γ_{dOPN} (kN/m ³)	σ_{max} (en kPa)	ε (%) pour σ_{max}	E (kPa) pour $\varepsilon=1\%$
Essai n°1	9,7%	17,84	9,9%	17,29	15,2%	17,77	288,36	1,02%	28961
Essai n°2	14,2%	18,72	14,6%	17,75			282,04	4,71%	15295
Essai n°3	16,2%	18,09	16,8%	17,66			146,53	7,39%	6024
Essai n°4	19,4%	17,31	18,9%	17,47			79,14	11,75%	2165
Essai n°5	20,6%	16,73	20,6%	16,84			43,15	21,74%	898

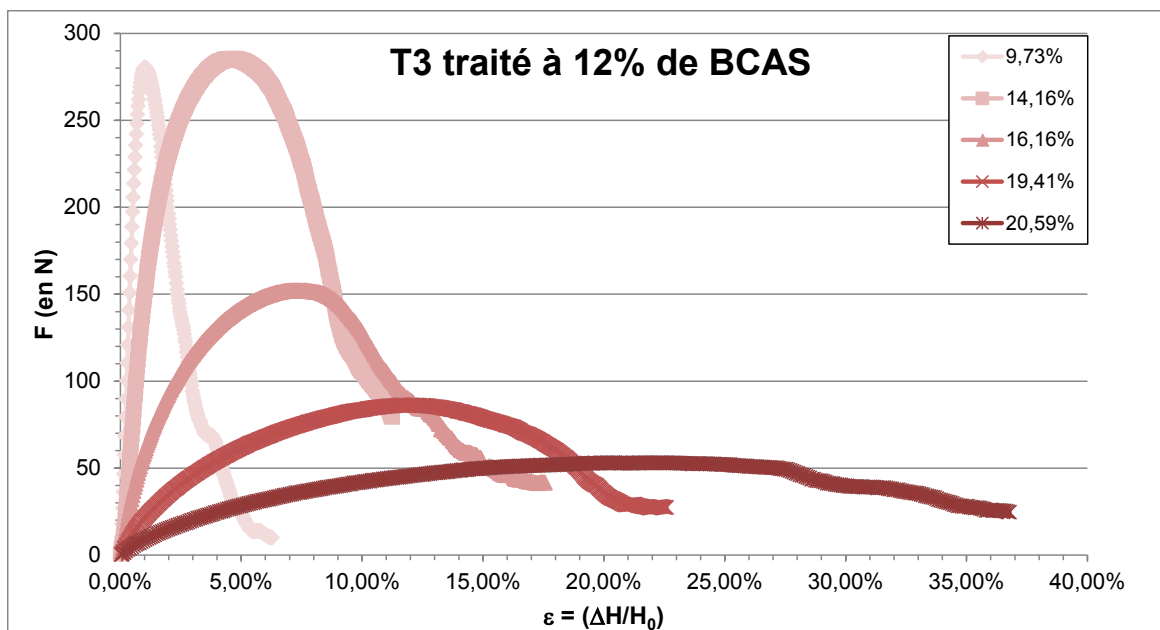


Figure 5-44 : Courbes des essais de compression uniaxiale du matériau T3 traité à 12% de BCAS

La Figure 5-45 montre que les courbes de compression uniaxiale du matériau traité sont très proches alors qu'il y a un écart avec le matériau non traité à la BCAS.

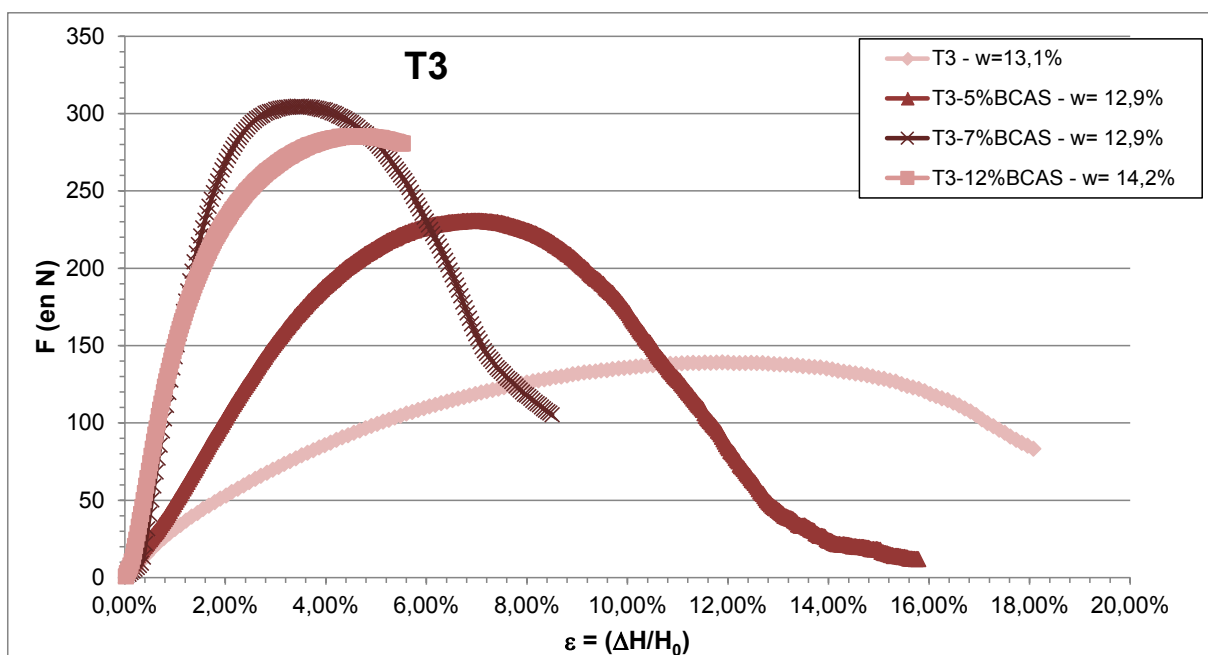


Figure 5-45 : Comparaison des essais de compression uniaxiale en fonction du taux de traitement à la BCAS à une teneur fixée pour le matériau T3

Les résultats de cette série d'essais montrent que comme pour les essais réalisés sur le matériau T12 traité, la contrainte maximale augmente lorsque la teneur en eau augmente pour des teneurs en eau inférieures à w_{OPN} au-delà de cette limite, la contrainte maximale diminue et la déformation associée augmente fortement.

Si on compare les efforts maximaux en fonction de la déformation associée ou de la teneur en eau de compactage on remarque que la différence entre les taux de traitement est faible ce qui montre une relativement faible influence du traitement sur les caractéristiques

mécanique du matériau. Le module sécant pour une déformation de 1% et la cohésion non drainée sont tracés en fonction de la teneur en eau à la Figure 5-46.

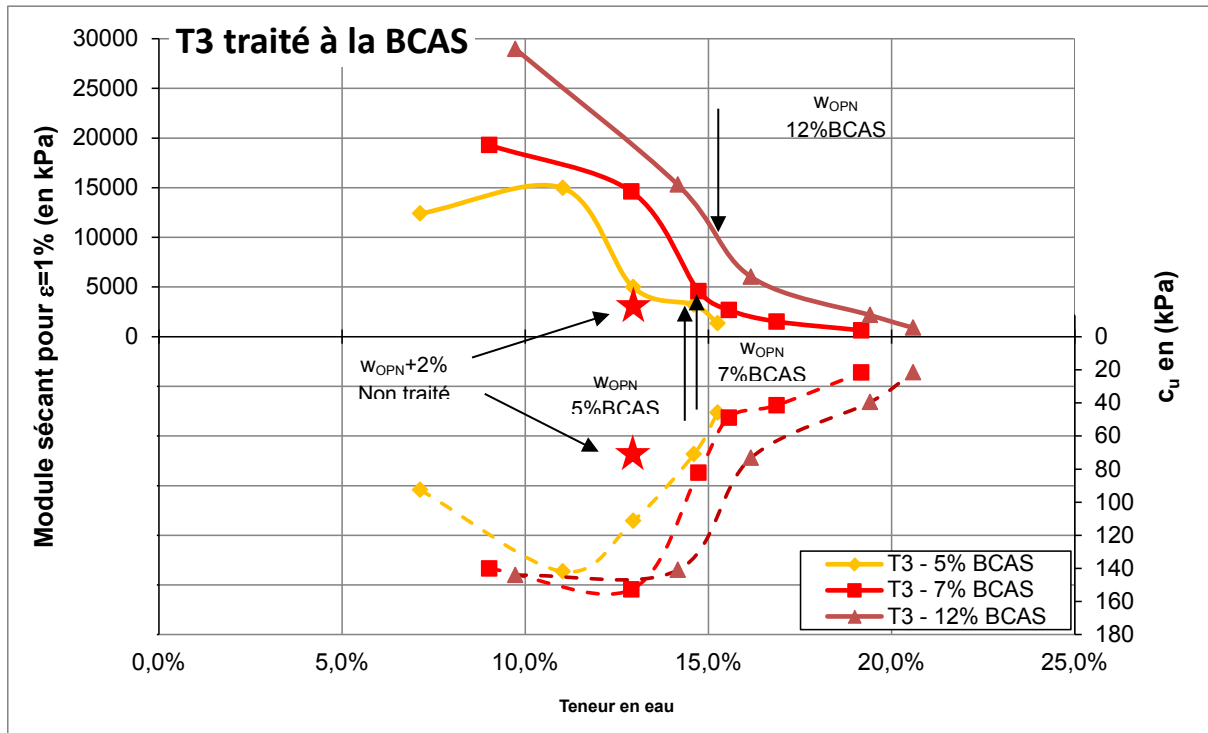


Figure 5-46 : Module sécant à la déformation 1% et cohésion non drainée en fonction de la teneur en eau de compactage pour le matériau T3 traité à 5%, 7% et 12% de BCAS

5.4.4. Comparaison et conclusion avec les essais triaxiaux

En conclusion le traitement à la BCAS semble augmenter la rigidité initiale pour les matériaux T12 et T3. De plus le module et la résistance chutent nettement lorsque la teneur en eau augmente, mais à partir d'une valeur de teneur en eau nettement inférieure à w_{OPN} .

La Figure 5-47 présente une comparaison entre les résultats de l'essai de compression uniaxiale et l'essai triaxial pour le matériau T12 non traité. Il est à noter que l'essai de compression uniaxiale a été réalisé sur un échantillon compacté à l'énergie Proctor normale à une teneur en eau de compactage de $w_{OPN} + 3\%$ et l'essai triaxial à la teneur en eau w_{OPN} . Pour l'essai triaxial, seuls les essais à une contrainte de confinement de 50 kPa (vert) et 150 kPa (bleu) sont représentés.

Une différence importante tient à l'état de saturation pour les deux types d'essais :

- compression uniaxiale : saturation < 100%,
- triaxial : saturation = 100 %.

On remarque que pour les matériaux traités T12 et T3 à 7% à w_{OPN} , on obtient une valeur de c_u équivalente pour le triaxial à $\sigma_3 = 150$ kPa et la compression uniaxiale ($\sigma_3 \approx 110$ kPa).

Pour les matériaux non traités T12 et T3, la comparaison est plus délicate car les teneurs en eau de préparation ne sont pas identiques, w_{OPN} au triaxial et $w_{OPN}+2$ à 3% pour les

compressions uniaxiales. Il est logique de considérer que la consolidation σ_p est inférieure pour $w_{OPN}+2$ ou 3% et donc la cohésion c_u est aussi plus faible. C'est ce qui est observé.

Tableau 5-21 : Comparaison des essais de compression uniaxiale pour les matériaux T12 et T3 non traités et traités respectivement à $w_{OPN}+3\%$ et $w_{OPN}+2\%$

Matériau	w	σ_{max} (en kPa)	ε (%) pour σ_{max}	E (kPa) pour $\varepsilon=1\%$
T12 non traité	15,4 %	145,99	10,3%	1801
T3 non traité	13,0 %	132,9	11,9%	3239
T12 5% BCAS	18,6 %	58,50	17,49%	767
T3 5% BCAS	17,5 %	35,05	13,61%	653
T12 7% BCAS	17,0 %	109,73	11,63%	2257
T3 7% BCAS	16,9 %	82,83	17,86%	1526
T12 12% BCAS	21,1 %	77,92	17,54%	2124
T3 12% BCAS	19,4 %	79,14	11,75%	2165

On peut noter que les deux sols T12 et T3 ont des comportements relativement similaires vis-à-vis du traitement à la BCAS et de la teneur en eau de compactage par rapport à la valeur de l'optimum Proctor normal obtenue pour chaque mélange.

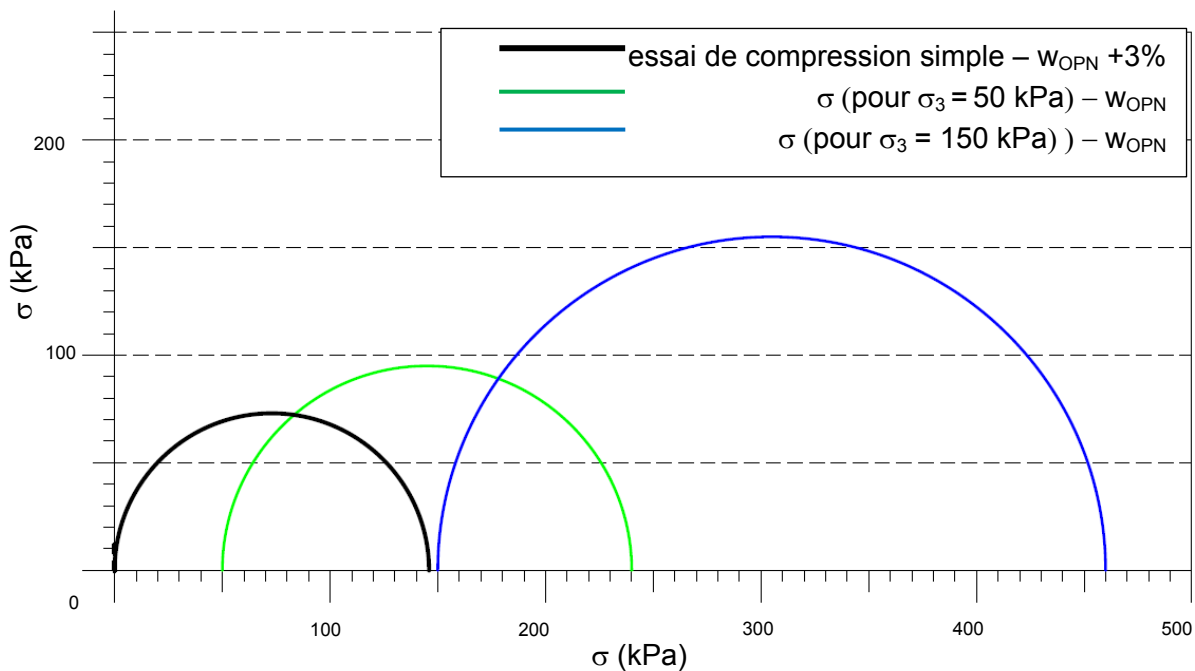


Figure 5-47 : Comparaison des résultats des essais de compression uniaxiale avec les essais triaxiaux sur le matériau T12 sans traitement (cercles en contraintes totales)

La Figure 5-48 montre les résultats de l'essai de compression uniaxiale sur des échantillons compactés à l'énergie Proctor normal à la teneur en eau w_{OPN} . En comparaison de l'essai triaxial réalisé sur le matériau T12 traité à 7% de BCAS compacté statiquement.

Pour rappel la contrainte de pré-consolidation obtenue à l'œdomètre pour le sol T12 est :

- compacté à $w_{OPN} +1\%$, $\sigma'_p = 110$ kPa,
- compacté à $w_{OPN} +2,8\%$, $\sigma'_p = 68$ kPa.

Pour le sol T3 la contrainte de pré-consolidation est :

- compacté à $w_{OPN} +0,5\%$, $\sigma'_p = 120$ kPa,

- compacté à $w_{OPN} + 3\%$, $\sigma'_p = 100$ kPa.

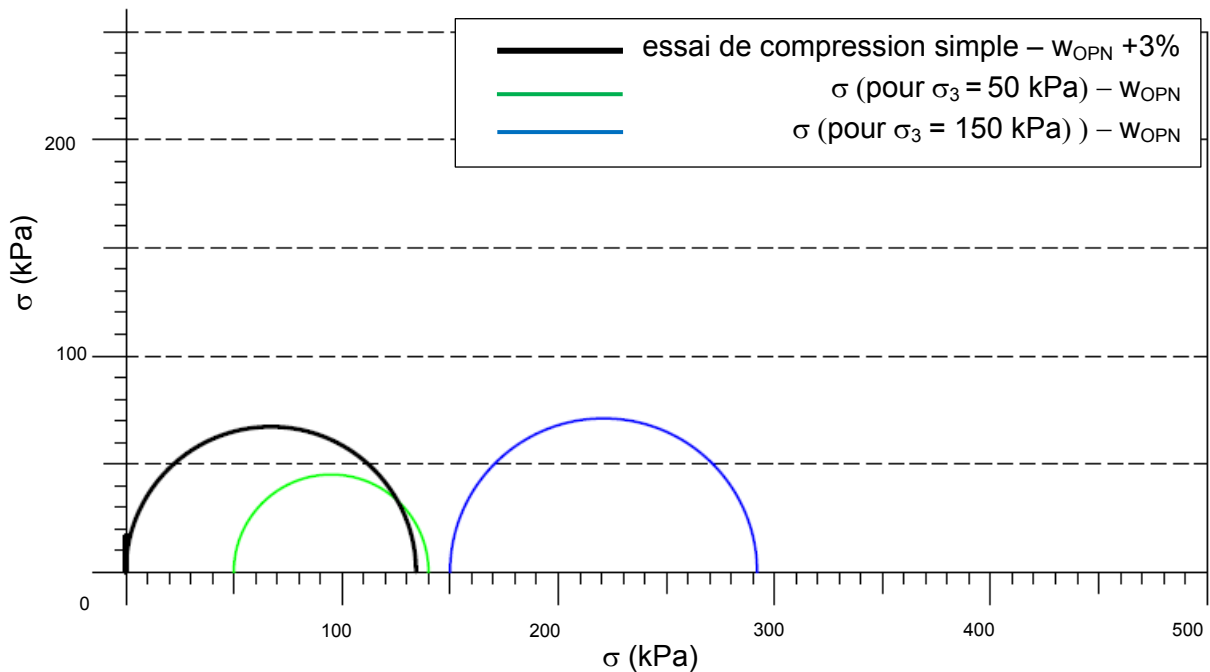


Figure 5-48 : Comparaison des résultats des essais de compression uniaxiale avec les essais triaxiaux sur le matériau T12 traité à 7% de BCAS (cercles en contraintes totales)

La Figure 5-49 montre quant à elle les résultats de l'essai de compression uniaxiale réalisé sur le matériau T3 non traité compacté à une teneur en eau $w_{OPN} + 2\%$ à l'énergie Proctor normale, alors que les résultats des essais triaxiaux représentés ont été obtenus sur des échantillons compactés statiquement à une teneur en eau w_{OPN} .

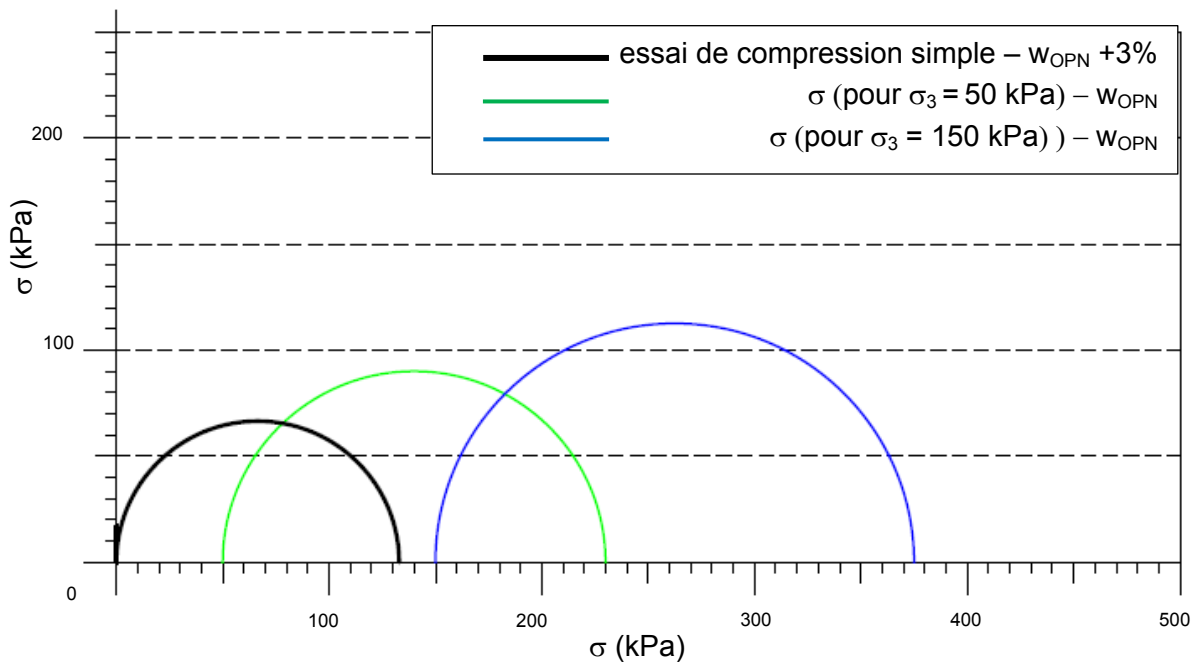


Figure 5-49 : Comparaison des résultats des essais de compression uniaxiale avec les essais triaxiaux sur le matériau T3 sans traitement (cercles en contraintes totales)

La Figure 5-50 montre les résultats de l'essai de compression uniaxiale en comparaison de l'essai triaxial réalisés sur le matériau T12 traité à 7% de BCAS. Dans les deux cas les résultats présentés ont été obtenus sur des échantillons compactés à l'énergie Proctor normal à la teneur en eau w_{OPN} .

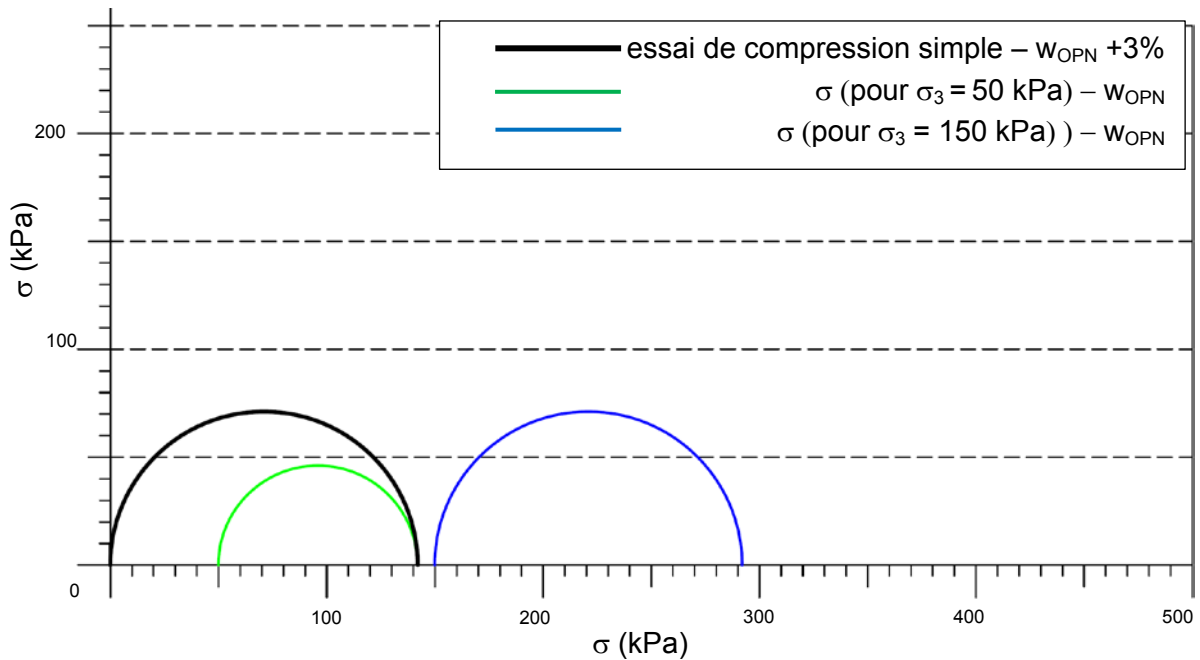


Figure 5-50 : Comparaison des résultats des essais de compression uniaxiale avec les essais triaxiaux sur le matériau T3 traité à 7% de BCAS (cercles en contraintes totales)

Chapitre n° 6 COMPORTEMENT HYDRAULIQUE D'UN MATERIAU SATURE AVANT ET APRES TRAITEMENT

Dans le cadre de ces travaux de recherches sur l'amélioration des caractéristiques hydrauliques des matériaux constitutifs de la couverture du CSM, nous avons déterminé les caractéristiques hydrauliques des deux matériaux type T12 et T3 afin de connaître le niveau d'imperméabilité de chacun des matériaux en place et de pouvoir évaluer l'efficacité du traitement proposé. Pour y parvenir, différents essais de mesures de la conductivité hydraulique ont été réalisés. Ces essais sont détaillés dans la suite ce chapitre.

6.1. Mesure de la conductivité hydraulique à l'oedoperméamètre

6.1.1. Principe et méthodologie de l'essai

6.1.1.1. Principe de la mesure de la conductivité hydraulique à l'oedoperméamètre

L'oedoperméamètre est un appareillage permettant de mesurer la conductivité hydraulique d'un échantillon soumis à une contrainte de compression verticale (voir Figure 6-1 et Figure 6-2).

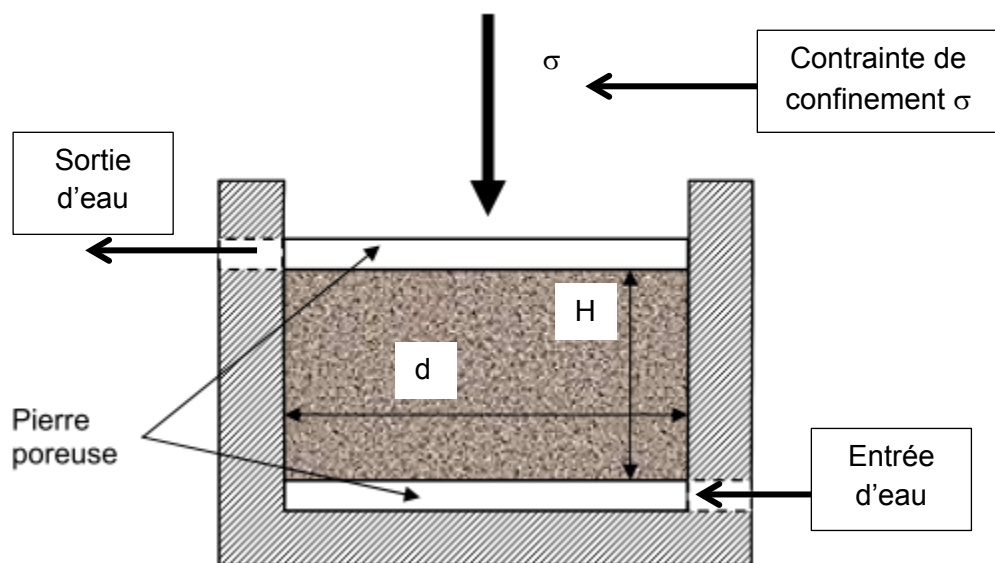


Figure 6-1 : Schéma de principe de l'oedoperméamètre

Les principaux inconvénients de cette méthode proviennent de l'absence d'une contre-pression (difficulté de saturation), de possibles circulations préférentielles le long de la paroi intérieure de la bague œdométrique et la mesure du seul débit entrant, alors que la mesure simultanée du débit sortant permettrait de s'assurer de la saturation et du régime permanent.

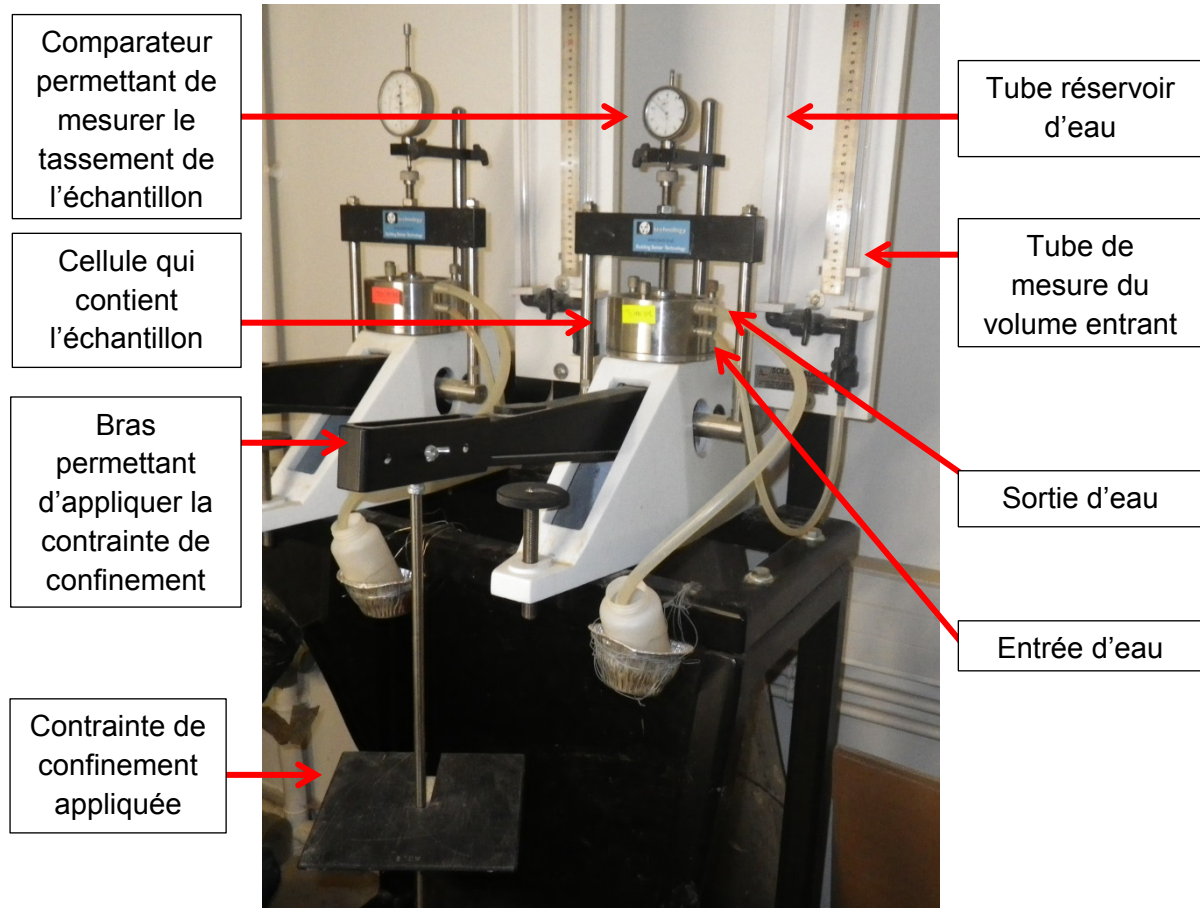


Figure 6-2 : Photographie de l'oedoperméamètre utilisé lors de la campagne d'essai

Nous avons choisi ce système car il permet de mesurer des conductivités hydrauliques faibles et de soumettre les échantillons à une contrainte axiale de confinement faible, comme c'est le cas lorsque les matériaux sont mis en œuvre en couverture.

L'entrée d'eau (amont) s'effectue par la base de l'échantillon ce qui permet une meilleure saturation. Cela facilite également l'évacuation des éventuelles bulles d'air qui peuvent alors remonter.

La mesure de la conductivité hydraulique à l'oedoperméamètre se déroule en quatre phases :

- La première phase consiste à préparer l'échantillon et à le placer dans la cellule de mesure.
- La seconde consiste à mettre l'échantillon sous la contrainte de confinement choisie. Si cette contrainte est élevée il faut monter la charge en plusieurs paliers. La contrainte est maintenue jusqu'à ce que le tassement soit stabilisé (phase de consolidation).
- La troisième phase consiste à saturer l'échantillon, durant cette étape la contrainte de confinement est maintenue constante et une charge hydraulique est appliquée.

- La dernière phase consiste à mesurer la conductivité hydraulique de l'échantillon. Dans notre étude, au vu des faibles conductivités hydrauliques recherchées (L'objectif défini au chapitre 2 étant une conductivité hydraulique inférieure à $3,3 \times 10^{-10}$ m/s) la mesure est effectuée à charge variable, ce qui consiste à mesurer la baisse de la charge hydraulique amont en fonction du temps, la charge hydraulique aval étant maintenue constante (sommet de l'échantillon).

La dernière étape pourra être répétée à plusieurs reprises pour vérifier la mesure. L'eau utilisée dans toute l'étude est l'eau du réseau, désaérée.

Dans ce type d'essai, la conductivité hydraulique (K en m/s) est calculée en utilisant la loi de Darcy de l'équation [6-1].

$$K = \frac{H \times s \times \ln\left(\frac{h_0}{h_1}\right)}{A \times (t_1 - t_0)} \quad [6-1]$$

Avec :

K : conductivité hydraulique (m/s)

H : hauteur de l'échantillon (m) 0,02 m pour un diamètre de 0,07 m

s : section du tube de mesure (m²) environ $1,26 \times 10^{-5}$ m²,

h_0 et $h(t)$ hauteurs d'eau dans le tube de mesure (m) respectivement au temps t_0 et t_1 (s), par rapport au niveau d'eau aval,

A : section de l'échantillon (m²) environ $3,85 \times 10^{-3}$ m².

Le rapport $\frac{H \times s}{A}$ vaut $\frac{H \times s}{A} = 6,53 \times 10^{-5}$ m.

La Figure 6-3 reprend ces paramètres et montre comment ils sont mesurés.

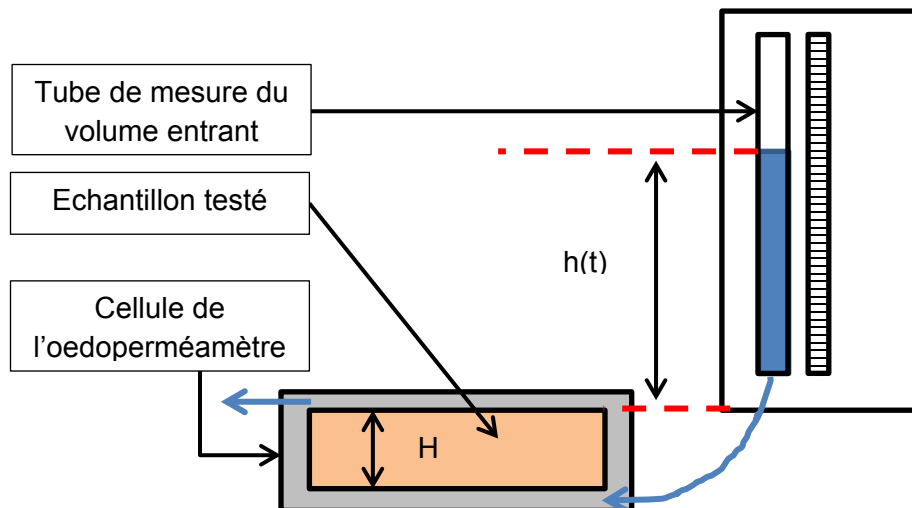


Figure 6-3 : Schéma de principe de la mesure de la conductivité hydraulique à l'oedoperméamètre

6.1.1.2. Préparation des échantillons

Les dimensions de la cellule de mesure de l'oedoperméamètre permettent de mesurer la conductivité hydraulique d'un échantillon de 7 cm de diamètre et de 2 cm d'épaisseur. Ces dimensions ne permettent pas de tester le matériau avec une granulométrie complète. En effet au vu de ces dimensions un tamisage à 5mm est nécessaire et la fraction testée est

donc la fraction 0/5mm. Cette fraction est identique à celle utilisée pour la mesure de la VBS des matériaux ou à la définition de la courbe Proctor.

La première étape de préparation des échantillons consiste donc à quarter le matériau et à le tamiser à 5mm. Le test de conductivité hydraulique est fait sur un échantillon « standard », c'est-à-dire compacté à l'énergie du Proctor normal et à teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ (voir Figure 6-4, matériau T3).

Pour constituer l'échantillon, le matériau est compacté dans un moule Proctor normal à l'énergie du Proctor normal. Pour cela environ 2 kg de matériau sec tamisé à 5mm sont nécessaires. A ces deux kilogrammes de matériau est ajouté éventuellement l'adjuvant au taux choisi et mélangé à sec (voir Figure 6-5) afin d'augmenter l'homogénéité du mélange (dans le cas où l'échantillon testé est un échantillon traité, dans le cas contraire aucun adjuvant n'est ajouté). Enfin l'eau est ajoutée (l'eau utilisée est l'eau du réseau, partiellement désaérée afin de limiter les bulles d'air) pour amener le matériau à la teneur en eau voulue. A la fin de cette étape l'échantillon est mis dans un sac fermé hermétiquement et laissé à maturer pour homogénéiser la teneur en eau pendant 3 jours.



Figure 6-4 : Photographie de la fraction 0/5mm du matériau T3



Figure 6-5 : T3 traité à 12% de kaolinite avant mélange (gauche) et après mélange (droite)

Lorsque la maturation est terminée, le matériau est compacté en trois couches dans le moule Proctor normal à l'énergie normale, chaque couche étant compactée par 25 coups de

dame Proctor (voir Figure 6-6). Une fois la dernière couche compactée, le matériau est arasé (voir Figure 6-7) puis pesé. Cette pesée permet ensuite de déterminer le poids volumique sec de matériau compacté dans le moule.



Figure 6-6 : T3 traité à 12% de kaolinite deuxième couche avant compactage (à gauche) et en cours de compactage (à droite)



Figure 6-7 : T3 traité à 12% de kaolinite dernière couche compactée et arasée

Une fois le matériau compacté dans le moule Proctor, la dernière étape consiste à prélever l'échantillon pour l'oedoperméamètre dans ce moule. Ce prélèvement est effectué avec la trousse coupante utilisée dans la cellule de mesure, qui est foncée (voir Figure 6-8) dans le moule Proctor. Cette trousse est légèrement graissée sur ses faces intérieure et extérieure. La graisse extérieure permet de limiter les efforts lors du fonçage et la graisse intérieure permet de limiter les éventuelles fuites qui pourraient se produire à l'interface entre l'anneau et l'échantillon.

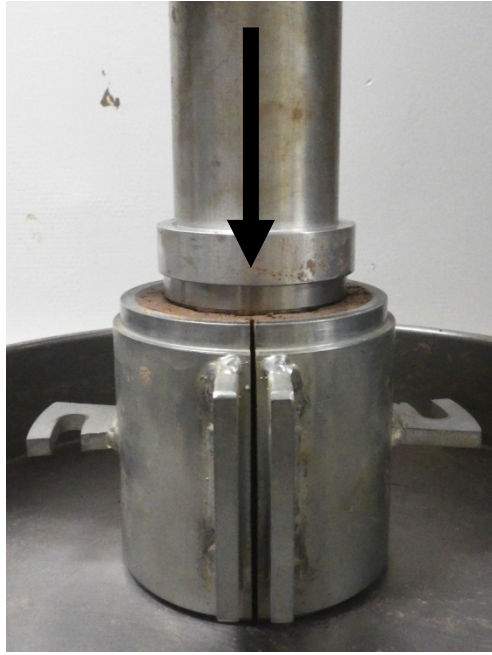


Figure 6-8 : Fonçage de la trousse coupante de la cellule de mesure de l'oedoperméamètre

Après fonçage, l'échantillon est soigneusement découpé et pesé (voir Figure 6-9) avant d'être finalement mis en place dans la cellule de mesure. Le matériau restant, non utilisé pour la mesure, est pesé afin de déterminer la teneur en eau du matériau dans le moule Proctor et d'en déduire le poids volumique sec.



Figure 6-9 : T3 traité à 12% de kaolinite dans sa trousse coupante avant mise en place dans la cellule de mesure de l'oedoperméamètre

6.1.2. Résultats de la campagne de mesures à l'oedoperméamètre

Dans cette étude, les essais ont été réalisés avec un faible confinement de 26 kPa, qui correspond dans la réalité à une couche de sol d'une épaisseur légèrement supérieure à 1 m, épaisseur moyenne d'une couche de protection mise au-dessus de la couche traitée sur site. Le sol est donc surconsolidé du fait du compactage sous σ'_p (voir chapitre 5). De plus la charge hydraulique appliquée pour la mesure de la conductivité hydraulique correspond à une hauteur d'eau (h_0) de 10cm dans le tube amont pour une charge aval de 2 cm, soit un gradient initial de 5. En barrière de couverture le gradient hydraulique de la couche de faible conductivité hydraulique est supposé égal à 1, s'il est surmonté d'une couche drainante, en supposant la saturation jusqu'en surface de la couche. Rappelons aussi qu'un gradient

hydraulique de 10 est l'ordre de grandeur du gradient hydraulique imposé lorsque l'on mesure une conductivité hydraulique au simple anneau fermé.

6.1.2.1. Matériaux non traités – Mesure initiale

Pour ces deux matériaux (T12 et T3 non traités) deux teneurs en eau de mise en place ont été testées.

a. *Matériau T12 - w_{OPN}*

La première teneur en eau visée est la teneur en eau correspondant à l'optimum Proctor soit 11,8% (voir chapitre 4). Pour cette teneur en eau deux moules Proctor ont été compactés et deux échantillons ont été prélevés sur chacun d'eux. La conductivité hydraulique a donc été mesurée sur 4 échantillons pour cette teneur en eau.

La teneur en eau réelle du moule 1 s'est révélée être de 12,2% soit 0,4% au-dessus de la teneur en eau visée et celle du moule 2 était de 12,6% soit 0,8% de plus que la teneur en eau w_{OPN} .

Sur les deux échantillons du premier moule, 3 mesures (une mesure correspondant à suivre la décroissance de la charge amont en fonction du temps pour $h_0=10$ cm) de la conductivité hydraulique ont été réalisées. Sur le deuxième moule la conductivité hydraulique du premier échantillon a été mesurée trois fois et deux fois sur le second.

Dans cet essai, et comme précisé au paragraphe 6.1.1.1, on utilise l'équation [6-1] pour calculer la conductivité hydraulique de l'échantillon ; h_0 étant la hauteur d'eau initiale de l'essai ($t_0=0$). La conductivité hydraulique est donc la pente de la courbe ayant pour abscisse le temps et pour ordonnée le logarithme népérien du rapport $h_0/h(t)$ à un coefficient près, ce coefficient étant égal à $\frac{A}{H \times s}$.

La Figure 6-10 représente donc le logarithme du rapport $h_0/h(t)$ en fonction du temps pour les 4 échantillons du matériau T12 à la teneur en eau w_{OPN} (soit 11 mesures). Les conductivités hydrauliques sont donc les pentes des parties linéaires (après la phase de transition correspondant aux faibles valeurs du logarithme) de ces courbes multipliées par le coefficient $\frac{A}{H \times s}$.

Les conductivités hydrauliques des 11 mesures sont données dans le Tableau 6-1 ainsi que le rapport du poids volumique réel de l'échantillon sur le poids volumique théorique (γ_d/γ_{dOPN}). La teneur en eau initiale de l'essai est également donnée.

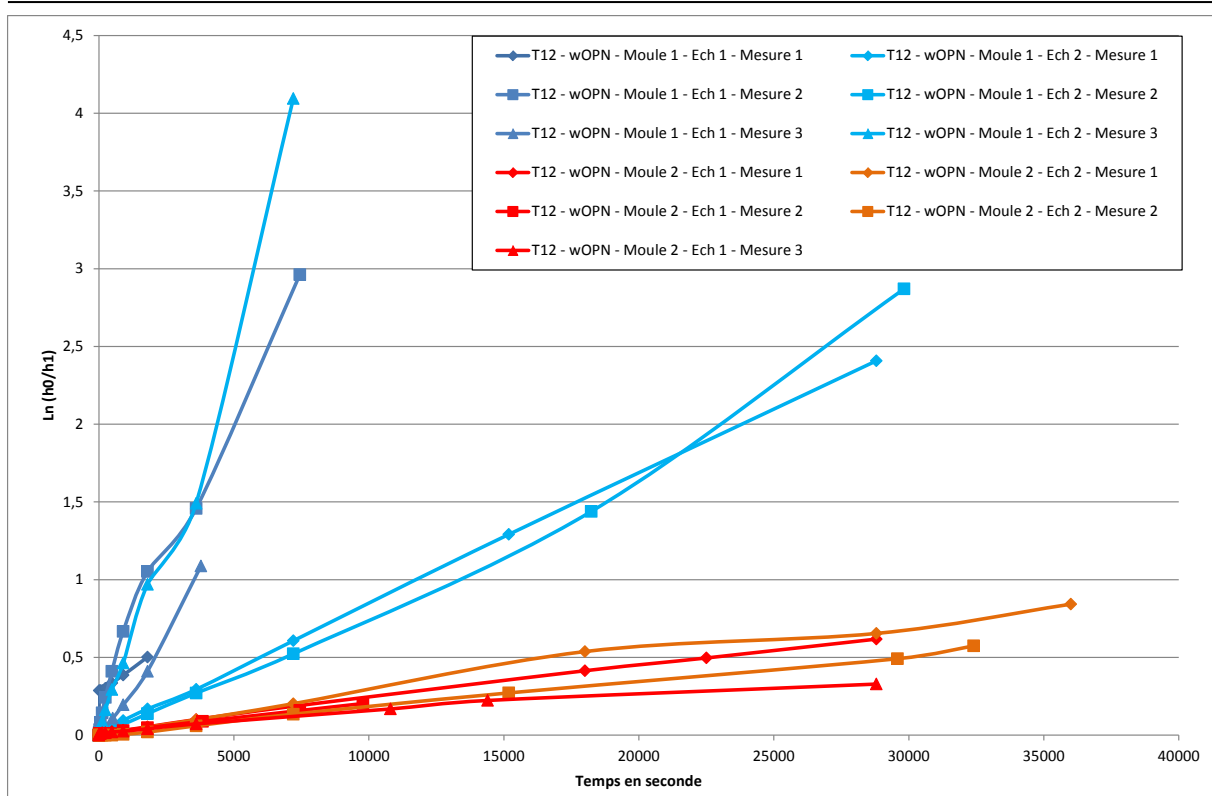


Figure 6-10 : Mesure de la conductivité hydraulique pour les échantillons T12 sans traitement au voisinage de l'optimum Proctor, à l'oedoperméamètre

Tableau 6-1 : Conductivité hydraulique du matériau T12 sans traitement à la teneur en eau w_{OPN} , à l'oedoperméamètre

Nom de l'échantillon	γ_d/γ_d cible	W initial	Conductivité hydraulique K en m/s
T12 – w _{OPN} – Moule 1 – Ech 1 – Mesure 1	99,8 %	12,2%	$6,5 \times 10^{-9}$
T12 – w _{OPN} – Moule 1 – Ech 1 – Mesure 2			$2,6 \times 10^{-8}$
T12 – w _{OPN} – Moule 1 – Ech 1 – Mesure 3			$2,0 \times 10^{-8}$
T12 – w _{OPN} – Moule 1 – Ech 2 – Mesure 1			$5,2 \times 10^{-9}$
T12 – w _{OPN} – Moule 1 – Ech 2 – Mesure 2			$5,9 \times 10^{-9}$
T12 – w _{OPN} – Moule 1 – Ech 2 – Mesure 3			$3,3 \times 10^{-8}$
T12 – w _{OPN} – Moule 2 – Ech 1 – Mesure 1	99,4 %	12,6%	$1,3 \times 10^{-9}$
T12 – w _{OPN} – Moule 2 – Ech 1 – Mesure 2			$1,3 \times 10^{-9}$
T12 – w _{OPN} – Moule 2 – Ech 1 – Mesure 3			$6,5 \times 10^{-10}$
T12 – w _{OPN} – Moule 2 – Ech 2 – Mesure 1			$1,3 \times 10^{-9}$
T12 – w _{OPN} – Moule 2 – Ech 2 – Mesure 2			$1,3 \times 10^{-9}$

Les mesures du moule 1 échantillon 1 sont comprises entre $6,5 \times 10^{-9}$ m/s et $2,6 \times 10^{-8}$ m/s avec une moyenne à $1,7 \times 10^{-8}$ m/s. Les mesures du moule 1 échantillon 2 sont comprises entre $5,2 \times 10^{-9}$ m/s et $3,3 \times 10^{-8}$ m/s avec une moyenne à $1,5 \times 10^{-8}$ m/s. Pour les deux échantillons la moyenne des conductivités hydrauliques est similaire et la conductivité hydraulique moyenne du moule 1 est de $1,6 \times 10^{-8}$ m/s

Les mesures du moule 2 échantillon 1 sont comprises entre $6,5 \times 10^{-10}$ m/s et $1,3 \times 10^{-9}$ m/s avec une moyenne à $1,1 \times 10^{-9}$ m/s. Les mesures du moule 2 échantillon 2 sont $1,3 \times 10^{-9}$ m/s et $1,3 \times 10^{-9}$ m/s avec une moyenne à $1,3 \times 10^{-9}$ m/s. Pour les deux échantillons la moyenne

des conductivités hydrauliques est très proche et la conductivité hydraulique moyenne du moule 2 est de $1,2 \times 10^{-9}$ m/s.

On peut remarquer que la conductivité hydraulique du moule 2 est environ dix fois inférieure à celle du moule 1. L'énergie de compactage étant la même, la seule différence provient de la teneur en eau du moule 2 qui est plus forte que celle du moule 1 alors que son poids volumique sec est plus faible (voir Figure 6-11). Cette tendance était attendue : lorsque la teneur en eau est légèrement supérieure à la teneur en eau de l'optimum Proctor normal, la conductivité hydraulique diminue, à énergie de compactage invariante. Cependant l'écart paraît important.

En conclusion la conductivité hydraulique moyenne du matériau T12 à la teneur en eau w_{OPN} est de $9,3 \times 10^{-9}$ m/s (moyenne des 11 mesures).

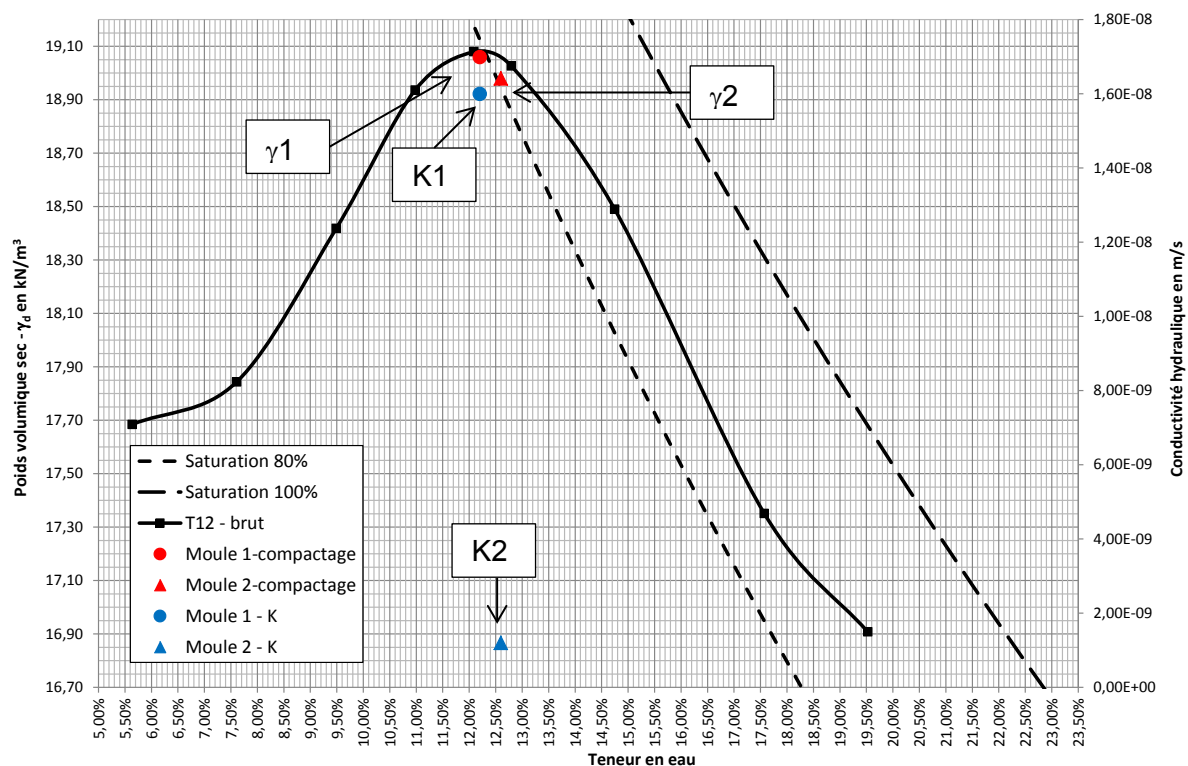


Figure 6-11 : Caractéristiques physiques et conductivité hydraulique du matériau T12 à w_{OPN}

b. Matériau T12 - $w_{OPN} + 3\%$

La seconde teneur en eau visée est la teneur en eau $w_{OPN} + 3\%$. C'est une teneur en eau classique de mise en œuvre de matériau fin, en barrière passive car elle est censée permettre de diminuer la conductivité hydraulique.

Pour le matériau T12, la teneur en eau $w_{OPN} + 3\%$ vaut 15,3%. Pour cette teneur en eau deux moules Proctor ont été compactés et deux échantillons ont été prélevés sur chacun d'eux. La conductivité hydraulique a donc été mesurée sur 4 échantillons pour cette teneur en eau.

La teneur en eau réelle du moule 1 est $w_{initial} = 15,1\%$. Les γ_d correspondants sont $18,27 \text{ kN/m}^3$ pour le moule 1 et $18,31 \text{ kN/m}^3$ pour le moule 2 (voir Figure 6-12).

Sur les deux échantillons du premier moule, 3 mesures de la conductivité hydraulique ont été réalisées. Sur le deuxième moule la conductivité hydraulique a également été mesurée trois fois sur chaque échantillon.

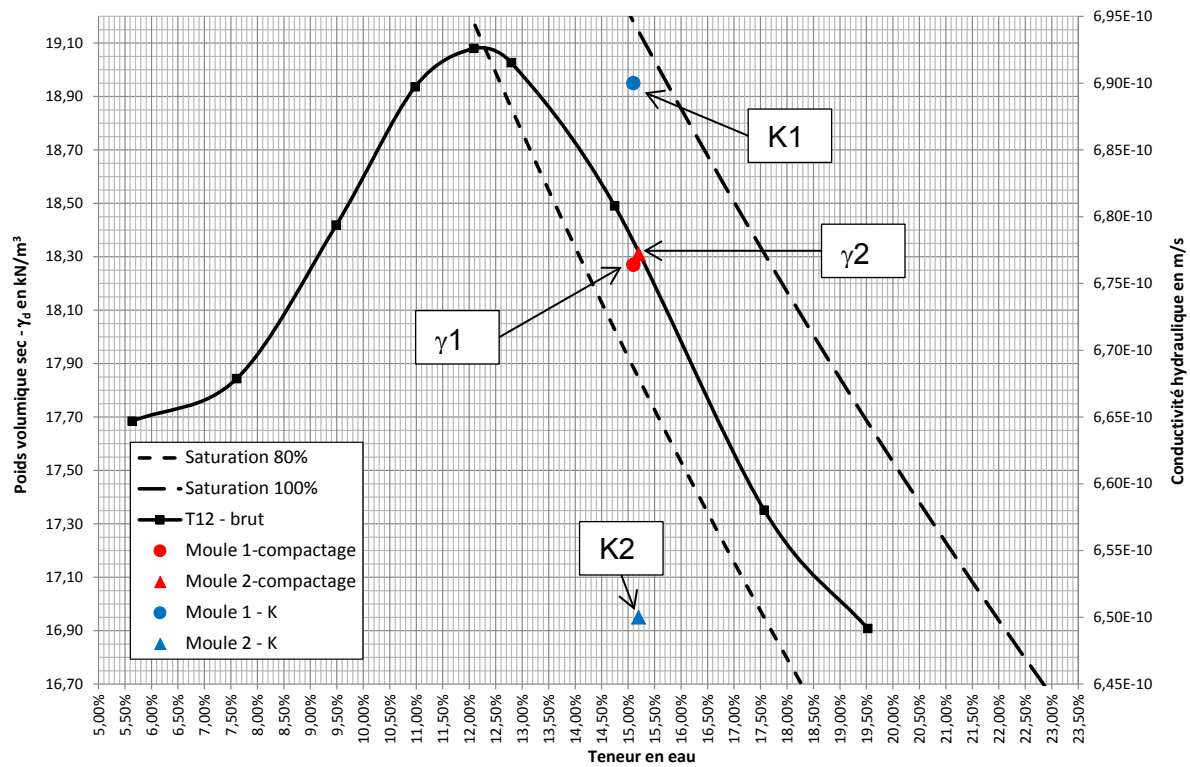


Figure 6-12 : Caractéristiques physiques et conductivité hydraulique du matériau T12 à $w_{OPN}+3\%$

La Figure 6-13 représente le logarithme népérien du rapport $h_0/h(t)$ en fonction du temps pour les 4 échantillons du matériau T12 à la teneur en eau $w_{OPN}+3\%$ (soit 12 mesures).

Les conductivités hydrauliques des 12 mesures sont données dans le Tableau 6-2.

Les mesures du moule 1 échantillon 1 sont comprises entre $5,2 \times 10^{-10}$ m/s et $1,3 \times 10^{-9}$ m/s avec une moyenne à $8,3 \times 10^{-10}$ m/s. Les mesures du moule 1 échantillon 2 sont comprises entre $4,6 \times 10^{-10}$ m/s et $6,5 \times 10^{-10}$ m/s avec une moyenne à $5,4 \times 10^{-10}$ m/s. Pour les deux échantillons la moyenne des conductivités hydrauliques est similaire et la conductivité hydraulique moyenne du moule 1 est de $6,9 \times 10^{-10}$ m/s.

Les mesures du moule 2, échantillon 1 sont comprises entre $2,0 \times 10^{-10}$ m/s et $1,3 \times 10^{-9}$ m/s avec une moyenne à $7,2 \times 10^{-10}$ m/s. Les mesures du moule 2 échantillon 2 sont comprises entre $4,6 \times 10^{-10}$ m/s et $6,5 \times 10^{-10}$ m/s avec une moyenne à $5,9 \times 10^{-10}$ m/s. Pour les deux échantillons la moyenne des conductivités hydrauliques est très proche et la conductivité hydraulique moyenne du moule 2 est de $6,5 \times 10^{-10}$ m/s.

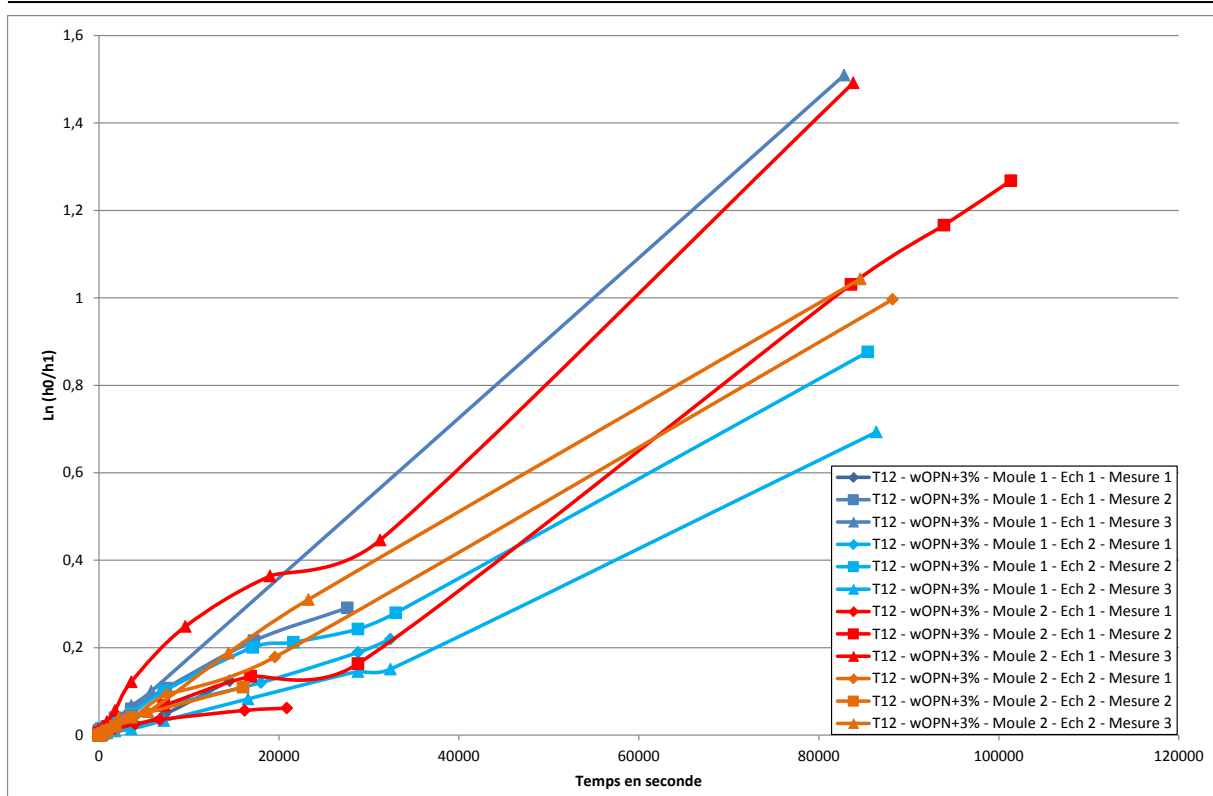


Figure 6-13 : Mesure de la conductivité hydraulique pour les échantillons T12 sans traitement à la teneur en eau $w_{OPN}+3\%$, à l'oedoperméamètre

Tableau 6-2 : Conductivité hydraulique du matériau T12 sans traitement à la teneur en eau $w_{OPN}+3\%$, à l'oedoperméamètre

Nom de l'échantillon	$\gamma_d/\gamma_{d \text{ cible}}$	W_{initial}	Conductivité hydraulique K en m/s
T12 – $w_{OPN}+3\%$ – Moule 1 – Ech 1 – Mesure 1	98,2%	15,1%	$5,2 \times 10^{-10}$
T12 – $w_{OPN}+3\%$ – Moule 1 – Ech 1 – Mesure 2			$6,5 \times 10^{-10}$
T12 – $w_{OPN}+3\%$ – Moule 1 – Ech 1 – Mesure 3			$1,3 \times 10^{-9}$
T12 – $w_{OPN}+3\%$ – Moule 1 – Ech 2 – Mesure 1			$4,6 \times 10^{-10}$
T12 – $w_{OPN}+3\%$ – Moule 1 – Ech 2 – Mesure 2			$6,5 \times 10^{-10}$
T12 – $w_{OPN}+3\%$ – Moule 1 – Ech 2 – Mesure 3			$5,2 \times 10^{-10}$
T12 – $w_{OPN}+3\%$ – Moule 2 – Ech 1 – Mesure 1	98,4%	15,2%	$2,0 \times 10^{-10}$
T12 – $w_{OPN}+3\%$ – Moule 2 – Ech 1 – Mesure 2			$6,5 \times 10^{-10}$
T12 – $w_{OPN}+3\%$ – Moule 2 – Ech 1 – Mesure 3			$1,3 \times 10^{-9}$
T12 – $w_{OPN}+3\%$ – Moule 2 – Ech 2 – Mesure 1			$6,5 \times 10^{-10}$
T12 – $w_{OPN}+3\%$ – Moule 2 – Ech 2 – Mesure 2			$4,6 \times 10^{-10}$
T12 – $w_{OPN}+3\%$ – Moule 2 – Ech 2 – Mesure 3			$6,5 \times 10^{-10}$

On peut remarquer que la conductivité hydraulique moyenne des deux moules est très proche tout comme leur teneur en eau. A l'exception de deux mesures, les conductivités hydrauliques sont inférieures à 10^{-9} m/s.

La conductivité hydraulique moyenne du matériau T12 à la teneur en eau $w_{OPN}+3\%$ est donc de $6,7 \times 10^{-10}$ m/s (des 12 mesures).

c. *Matériau T3 - w_{OPN}*

La mesure de la conductivité hydraulique du matériau T3 à la teneur en eau w_{OPN} correspond à la première série de mesures. Elle a permis de vérifier que le système permettait d'obtenir des résultats voisins sur des échantillons différents. Comme pour le matériau T12, deux moules Proctor ont été compactés avec ce matériau. Deux échantillons ont été prélevés sur le premier moule et trois sur le second. Enfin cinq mesures ont été réalisées sur chaque échantillon prélevé, soit 25 mesures au total sur les deux moules.

Pour le matériau T3, la teneur en eau w_{OPN} vaut 11,1%. La teneur en eau réelle du moule 1 est de 12,0% soit 0,9% au-dessus de la teneur en eau visée et celle du moule 2 est de 11,6% soit 0,5% de plus que la teneur en eau w_{OPN} .

Sur les deux échantillons du premier moule, 5 mesures correspondant à 5 montées en charge hydraulique de la conductivité hydraulique ont été réalisées. Sur le deuxième moule, la conductivité hydraulique a également été mesurée cinq fois sur les trois échantillons prélevés.

La Figure 6-14 représente le logarithme du rapport $h_0/h(t)$ en fonction du temps pour les 5 échantillons du matériau T3 à la teneur en eau w_{OPN} (soit 25 mesures).

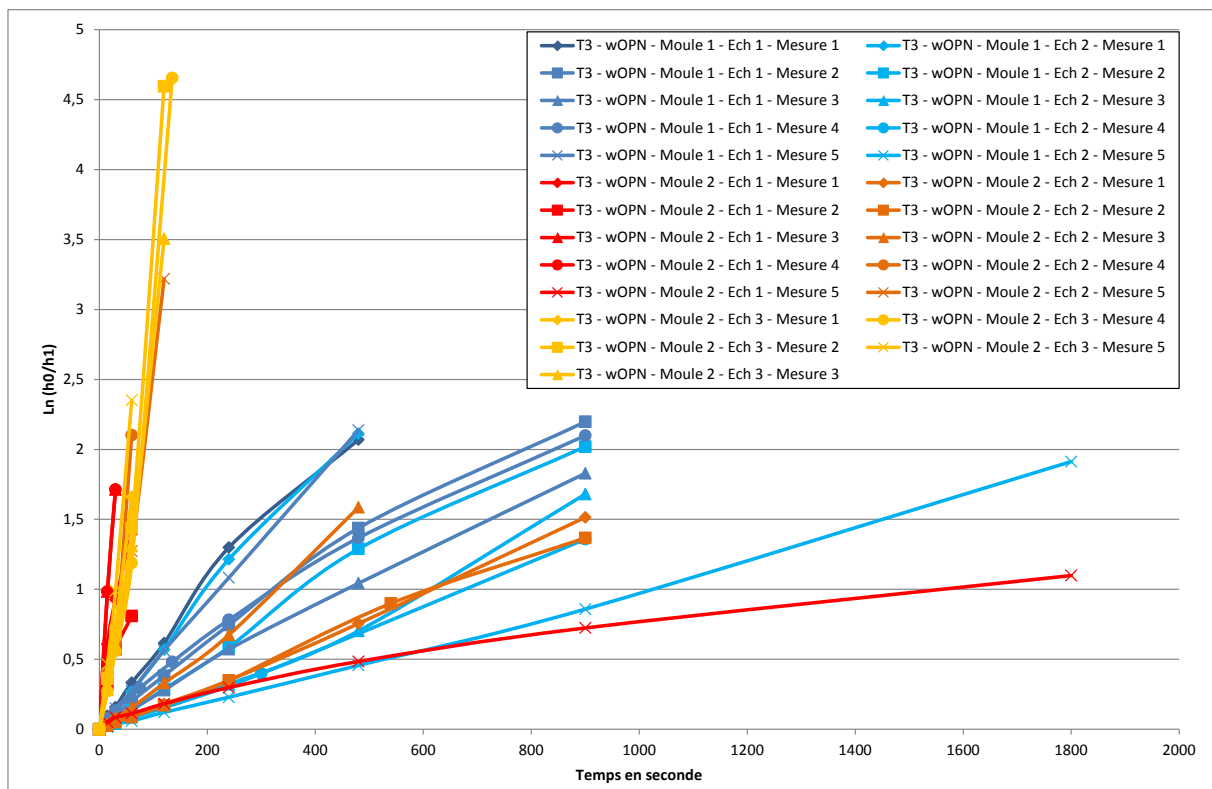


Figure 6-14 : Mesure de la conductivité hydraulique pour les échantillons T3 sans traitement à la teneur en eau w_{OPN} , à l'oedoperméamètre

Les conductivités hydrauliques des 25 mesures sont données dans le Tableau 6-3.

Les mesures du moule 1 échantillon 1 sont comprises entre $8,3 \times 10^{-8}$ m/s et $2,0 \times 10^{-7}$ m/s avec une moyenne à $1,4 \times 10^{-7}$ m/s. Les mesures du moule 1 échantillon 2 sont comprises entre $6,3 \times 10^{-8}$ m/s et $2,0 \times 10^{-7}$ m/s avec une moyenne à $1,2 \times 10^{-7}$ m/s. Pour les deux

échantillons la moyenne des conductivités hydrauliques est similaire et la conductivité hydraulique moyenne du moule 1 est de $1,3 \times 10^{-7}$ m/s.

Les mesures du moule 2 échantillon 1 sont comprises entre $1,9 \times 10^{-8}$ m/s et $3,7 \times 10^{-6}$ m/s avec une moyenne à $1,1 \times 10^{-6}$ m/s. Sur cet échantillon on remarque un écart entre les mesures important qui peut venir d'une bulle d'air qui aurait été piégée dans les conduits empêchant l'eau de s'écouler normalement, ce qui a pour effet de diminuer la conductivité hydraulique. Les mesures du moule 2 échantillon 2 sont comprises entre $1,0 \times 10^{-7}$ m/s et $2,3 \times 10^{-6}$ m/s avec une moyenne à $8,8 \times 10^{-7}$ m/s. Enfin les mesures du moule 2 échantillon 3 sont comprises entre $1,8 \times 10^{-6}$ m/s et $2,6 \times 10^{-6}$ m/s avec une moyenne à $2,2 \times 10^{-6}$ m/s.

Pour les trois échantillons la moyenne des conductivités hydrauliques est proche et la conductivité hydraulique moyenne du moule 2 est de $1,4 \times 10^{-6}$ m/s.

En conclusion la conductivité hydraulique moyenne du matériau T3 à la teneur en eau w_{OPN} est de $2,2 \times 10^{-7}$ m/s (pour le calcul de cette moyenne les essais douteux n'ont pas été pris en compte).

La Figure 6-15 représente la position des essais sur la courbe Proctor.

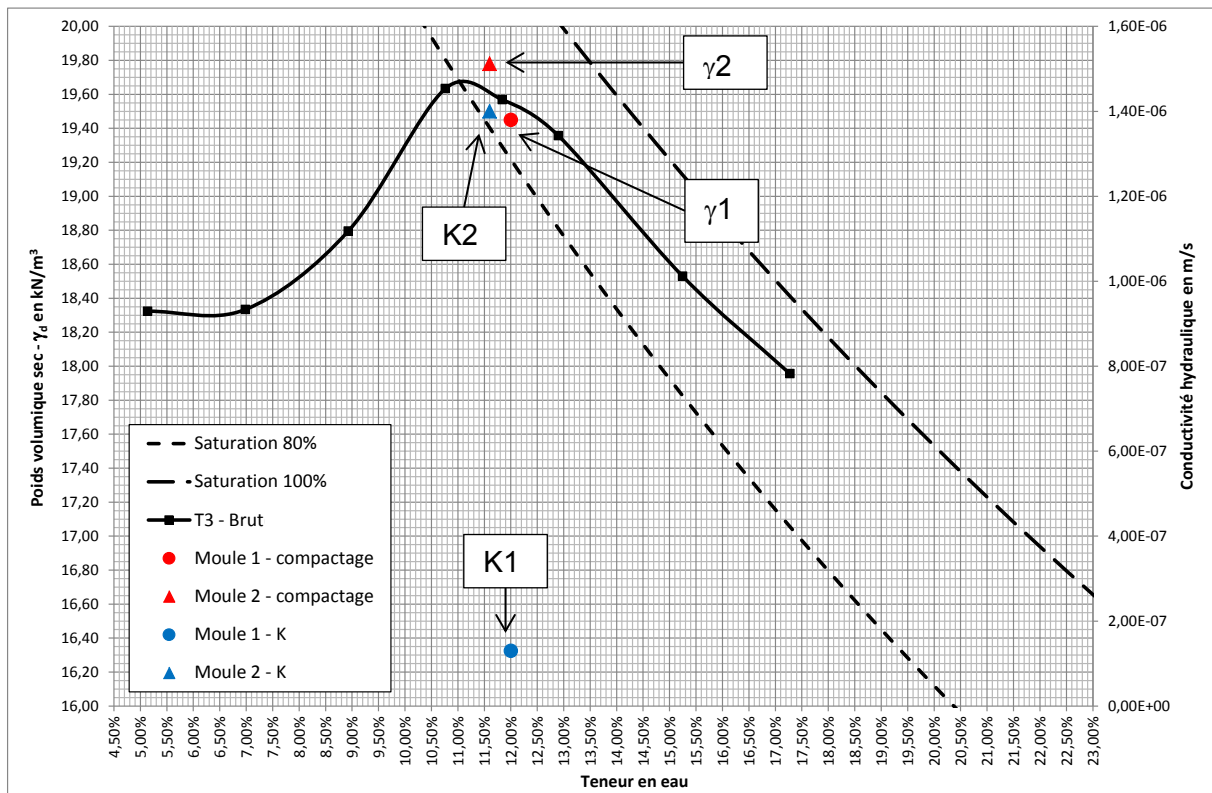


Tableau 6-3 : Conductivité hydraulique du matériau T3 sans traitement à la teneur en eau w_{OPN} , à l'oedoperméamètre

Nom de l'échantillon	$\gamma_d/\gamma_d \text{ cible}$	w_{initial}	Conductivité hydraulique K en m/s
T3 – w_{OPN} – Moule 1 – Ech 1 – Mesure 1	98,7%	12,0%	$2,0 \times 10^{-7}$
T3 – w_{OPN} – Moule 1 – Ech 1 – Mesure 2			$1,2 \times 10^{-7}$
T3 – w_{OPN} – Moule 1 – Ech 1 – Mesure 3			$8,3 \times 10^{-8}$
T3 – w_{OPN} – Moule 1 – Ech 1 – Mesure 4			$8,3 \times 10^{-8}$
T3 – w_{OPN} – Moule 1 – Ech 1 – Mesure 5			$2,0 \times 10^{-7}$
T3 – w_{OPN} – Moule 1 – Ech 2 – Mesure 1			$2,0 \times 10^{-7}$
T3 – w_{OPN} – Moule 1 – Ech 2 – Mesure 2			$1,5 \times 10^{-7}$
T3 – w_{OPN} – Moule 1 – Ech 2 – Mesure 3			$1,1 \times 10^{-7}$
T3 – w_{OPN} – Moule 1 – Ech 2 – Mesure 4			$9,5 \times 10^{-8}$
T3 – w_{OPN} – Moule 1 – Ech 2 – Mesure 5			$6,3 \times 10^{-8}$
T3 – w_{OPN} – Moule 2 – Ech 1 – Mesure 1	100,4%	11,6%	$8,6 \times 10^{-7}$
T3 – w_{OPN} – Moule 2 – Ech 1 – Mesure 2			$8,6 \times 10^{-7}$
T3 – w_{OPN} – Moule 2 – Ech 1 – Mesure 3			$3,7 \times 10^{-6}$
T3 – w_{OPN} – Moule 2 – Ech 1 – Mesure 4			$1,9 \times 10^{-8}$
T3 – w_{OPN} – Moule 2 – Ech 1 – Mesure 5			$2,0 \times 10^{-7}$
T3 – w_{OPN} – Moule 2 – Ech 2 – Mesure 1			$1,1 \times 10^{-7}$
T3 – w_{OPN} – Moule 2 – Ech 2 – Mesure 2			$1,0 \times 10^{-7}$
T3 – w_{OPN} – Moule 2 – Ech 2 – Mesure 3			$2,1 \times 10^{-7}$
T3 – w_{OPN} – Moule 2 – Ech 2 – Mesure 4			$2,3 \times 10^{-6}$
T3 – w_{OPN} – Moule 2 – Ech 2 – Mesure 5			$1,7 \times 10^{-6}$
T3 – w_{OPN} – Moule 2 – Ech 3 – Mesure 1			$1,8 \times 10^{-6}$
T3 – w_{OPN} – Moule 2 – Ech 3 – Mesure 2			$2,5 \times 10^{-6}$
T3 – w_{OPN} – Moule 2 – Ech 3 – Mesure 3			$1,9 \times 10^{-6}$
T3 – w_{OPN} – Moule 2 – Ech 3 – Mesure 4			$2,3 \times 10^{-6}$
T3 – w_{OPN} – Moule 2 – Ech 3 – Mesure 5			$2,6 \times 10^{-6}$

On peut, comme pour le matériau T12 remarquer qu'il existe une variation de la conductivité hydraulique avec la teneur en eau initiale.

d. Matériau T3 - $w_{OPN}+2\%$

Pour les mêmes raisons que pour le matériau T12, la seconde teneur est $w_{OPN} + 2\%$.

Pour le matériau T3, la teneur en eau $w_{OPN} + 2\%$ vaut 13,1%. Les essais sur le matériau T3 à $w_{OPN}+2\%$ ont posé un problème de perte de fines à la mise en saturation. Ce problème d'instabilité du sol en écoulement a été étudié au chapitre 4. Cette perte de fines créait des petites fissures au contact entre le matériau et la trousse coupante rendant la mesure de la conductivité hydraulique erronée. Pour éviter ce problème un graissage un peu plus abondant que pour les autres matériaux a été nécessaire. Finalement 2 échantillons ont pu être prélevés sur deux moules Proctor différents (un par moule). Deux mesures ont été effectuées sur chaque échantillon.

Après confection, la teneur en eau réelle du moule 1 est de 13,1%, la teneur en eau visée et celle du moule 2 est de 13,0% soit 0,1% de moins que la teneur en eau $w_{OPN} + 2\%$.

Sur l'échantillon du premier moule, deux mesures de la conductivité hydraulique ont été réalisées. Sur le deuxième moule la conductivité hydraulique a également été mesurée deux fois sur l'échantillon.

La Figure 6-16 représente le logarithme népérien du rapport $h_0/h(t)$ en fonction du temps pour les 2 échantillons du matériau T3 à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ (soit 4 mesures).

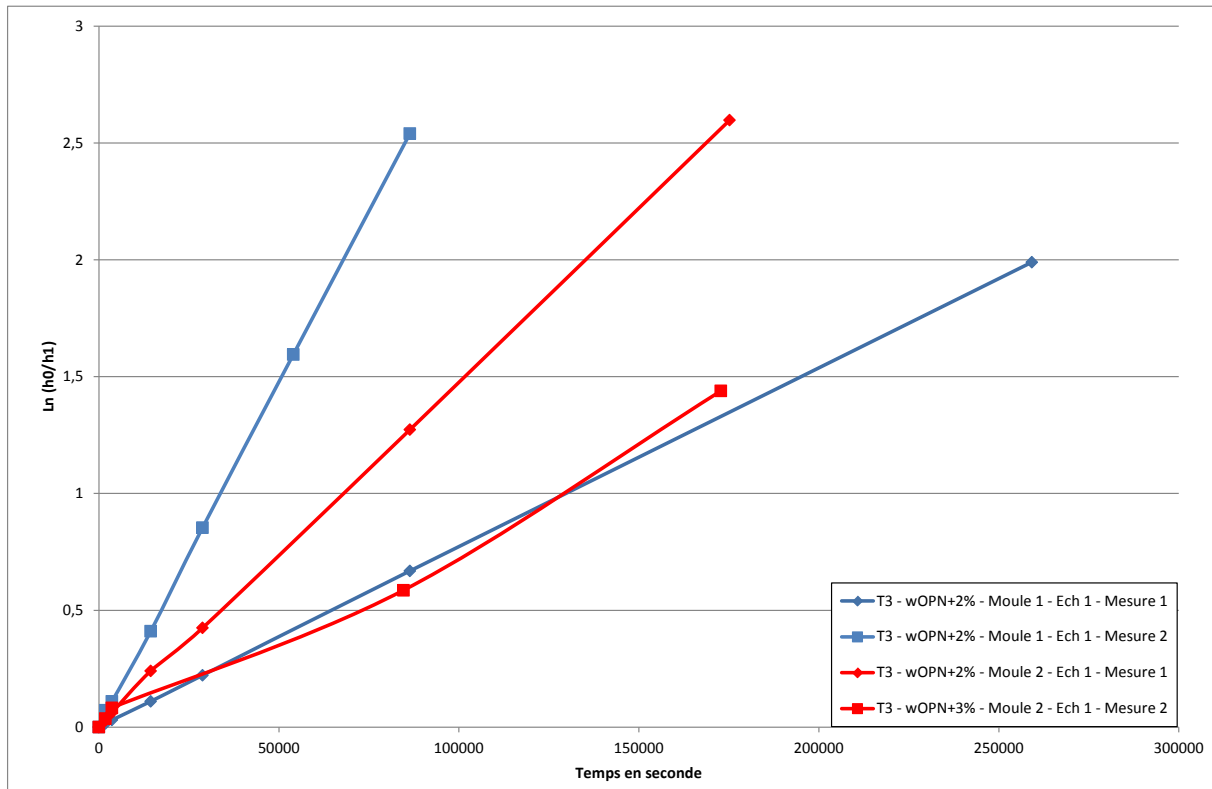


Figure 6-16 : Mesure de la conductivité hydraulique pour les échantillons T3 sans traitement à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$, à l'oedoperméamètre

Les conductivités hydrauliques des 4 mesures sont données dans le Tableau 6-4.

Les mesures de l'échantillon du moule 1 sont $5,0 \times 10^{-10}$ m/s et $1,9 \times 10^{-9}$ m/s avec une moyenne à $1,2 \times 10^{-9}$ m/s.

Les mesures de l'échantillon du moule 2 sont $4,7 \times 10^{-10}$ m/s et $9,6 \times 10^{-10}$ m/s avec une moyenne à $7,1 \times 10^{-10}$ m/s.

Pour les deux échantillons la moyenne des conductivités hydrauliques est très proche et la conductivité hydraulique moyenne du matériau T3 à $w_{OPN}+2\%$ est de $9,6 \times 10^{-10}$ m/s.

Ces résultats sont regroupés sur la courbe Proctor à la Figure 6-17.

Tableau 6-4 : Conductivité hydraulique du matériau T3 sans traitement à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$, à l'oedoperméamètre

Nom de l'échantillon	$\gamma_d/\gamma_d \text{ cible}$	w_{initial}	Conductivité hydraulique K en m/s
T3 – $w_{OPN}+2\%$ – Moule 1 – Ech 1 – Mesure 1	100,8%	13,1%	$5,0 \times 10^{-10}$
T3 – $w_{OPN}+2\%$ – Moule 1 – Ech 1 – Mesure 2			$1,9 \times 10^{-9}$
T3 – $w_{OPN}+2\%$ – Moule 2 – Ech 1 – Mesure 1	101,1%	13,0%	$4,7 \times 10^{-10}$
T3 – $w_{OPN}+2\%$ – Moule 2 – Ech 1 – Mesure 2			$9,6 \times 10^{-10}$

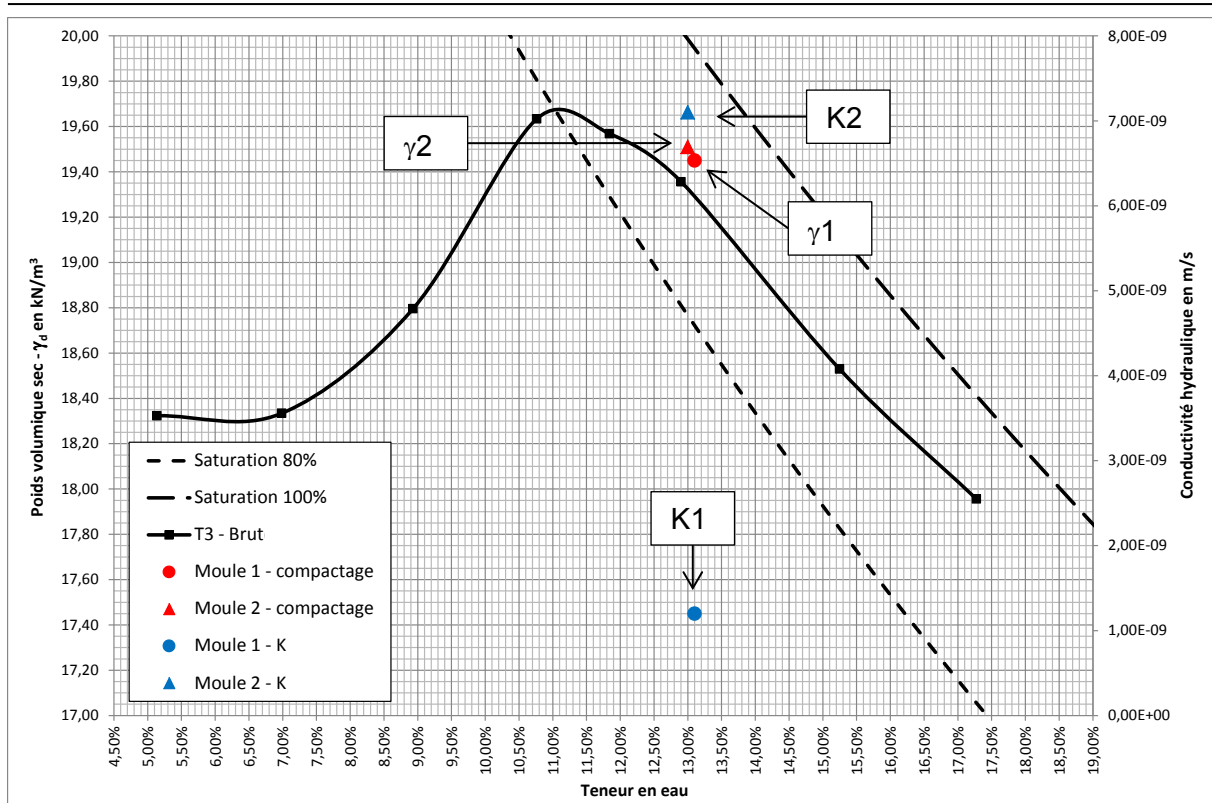


Figure 6-17 : Caractéristiques physiques et conductivité hydraulique du matériau T3 à $w_{OPN} + 2\%$

e. *Conclusion sur la mesure de la conductivité hydraulique des matériaux T12 et T3 pour les deux teneurs en eau.*

En conclusion, ces mesures ont montré que la méthode de préparation et de compactage des matériaux permet d'obtenir des échantillons dont les mesures de conductivité hydraulique sont très proches pour des échantillons prélevés sur un même moule. Ce qui valide le protocole d'essai.

Ces essais ont également permis de confirmer le fait que la teneur en eau de compactage est un critère majeur pour la conductivité hydraulique du matériau. En effet lorsque que la teneur en eau augmente légèrement (0,4% pour le matériau T12 à w_{OPN}) la conductivité hydraulique diminue de manière significative puisqu'on passe de $1,6 \times 10^{-8}$ m/s à $1,2 \times 10^{-9}$ m/s.

Enfin si le matériau est compacté à l'optimum Proctor +2% ou à l'optimum Proctor +3% la conductivité hydraulique diminue significativement (voir Tableau 6-5), ce qui montre l'intérêt, lors de la réalisation de barrière passive, de mettre en œuvre le matériau du côté humide de la courbe Proctor.

Pour le matériau T12 le passage d'une teneur en eau w_{OPN} à $w_{OPN} + 3\%$ permet de diviser par 15 la conductivité hydraulique du matériau. Pour le matériau T3 le gain est encore plus important puisque le passage de la teneur en eau w_{OPN} à $w_{OPN} + 2\%$ permet de diviser par 100 la conductivité hydraulique (voir Tableau 6-5), ce qui est par comparaison surprenant.

Tableau 6-5 : Synthèse des mesures de la conductivité hydraulique à l'oedoperméamètre des matériaux T12 et T3 à w_{OPN} , T12 à $w_{OPN}+3\%$ et T3 à $w_{OPN}+2\%$

Matériau	Conductivité hydraulique
T12 à w_{OPN}	$9,3 \times 10^{-9}$ m/s
T12 à $w_{OPN}+3\%$	$6,7 \times 10^{-10}$ m/s
T3 à w_{OPN}	$2,2 \times 10^{-7}$ m/s
T3 à $w_{OPN}+2\%$	$9,6 \times 10^{-10}$ m/s

Le matériau T12 a une conductivité hydraulique plus faible que le matériau T3. Ce résultat était prévisible puisque le matériau T12 a deux fois plus de fines (passant à $2\mu\text{m}$) que le matériau T3, environ 12% pour T12 et 6% pour T3.

6.1.2.2. Matériaux traités – Kaolinite (KAO)

Le premier adjuvant utilisé pour le traitement de la fraction 0/5mm des matériaux T12 et T3 est la kaolinite présentée au chapitre 4. Le taux de traitement choisi est de 12%, ce taux est relativement haut mais l'étude présentée dans Couradin et al (2008) montre que même pour un taux de traitement de 20% en kaolinite la conductivité hydraulique ne diminue pas significativement.

Les essais oedoperméamétriques ont été réalisés en suivant le même protocole expliqué au début de ce chapitre. Les matériaux traités ont été compactés à une teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ de la courbe Proctor normal du matériau traité.

a. *T12 à 12% de kaolinite (T12-KAO 12%)*

Le matériau T12 traité à 12% de kaolinite (T12-KAO 12%) a été compacté dans un moule Proctor et deux échantillons ont été prélevés. Sur chaque échantillon deux mesures de la conductivité hydraulique ont été réalisées.

La teneur en eau du moule était de 16,8% la teneur en eau visée ($w_{OPN}+2\%$) étant de 16,4%. La Figure 6-18 présente les logarithmes népériens des rapports $h_0/h(t)$ en fonction du temps pour les 2 échantillons du matériau T12-KAO 12% à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ (soit 4 mesures).

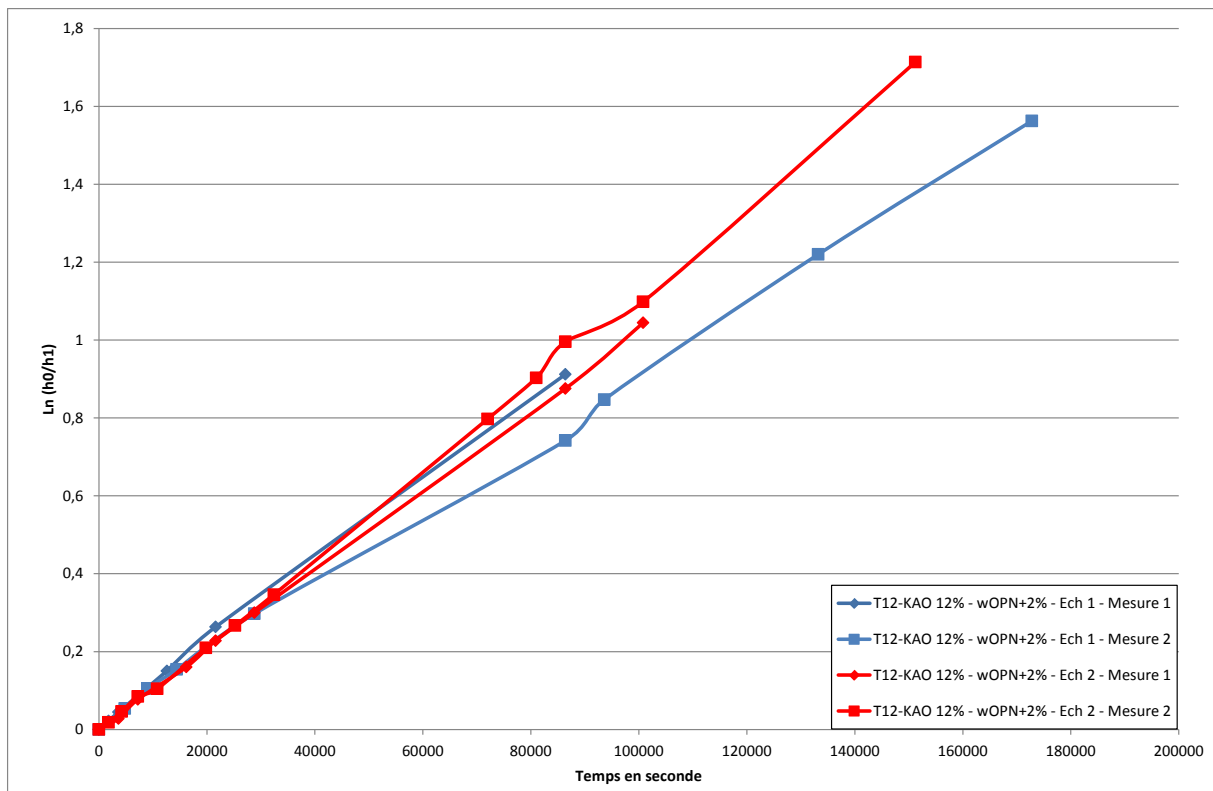


Figure 6-18 : Mesure de la conductivité hydraulique pour les échantillons T12-KAO 12% à la teneur en eau w_{OPN} 2%, à l'oedoperméamètre

Les valeurs des conductivités hydrauliques sont données dans le Tableau 6-6.

Tableau 6-6 : Conductivité hydraulique du matériau T12-KAO 12%

Echantillon	γ_d/γ_d cible	w_{OPN}	w initial	Conductivité hydraulique
T12-KAO 12% - Ech 1 – Mesure 1	99,0%	14,4 %	16,8 %	$7,9 \times 10^{-10}$ m/s
T12-KAO 12% - Ech 1 – Mesure 2				$5,8 \times 10^{-10}$ m/s
T12-KAO 12% - Ech 2 – Mesure 1				$6,7 \times 10^{-10}$ m/s
T12-KAO 12% - Ech 2 – Mesure 2				$7,4 \times 10^{-10}$ m/s
<i>T12 non traité</i>	-	12,3 %	$w_{OPN} + 3\%$	$6,7 \times 10^{-10}$ m/s

La conductivité hydraulique moyenne de l'échantillon 1 est de $6,9 \times 10^{-10}$ m/s et la conductivité hydraulique moyenne de l'échantillon 2 est de $7,1 \times 10^{-10}$ m/s. La conductivité hydraulique du matériau T12-KAO 12% est donc évaluée à $7,0 \times 10^{-10}$ m/s.

La Figure 6-19 positionne cet essai sur la courbe Proctor.

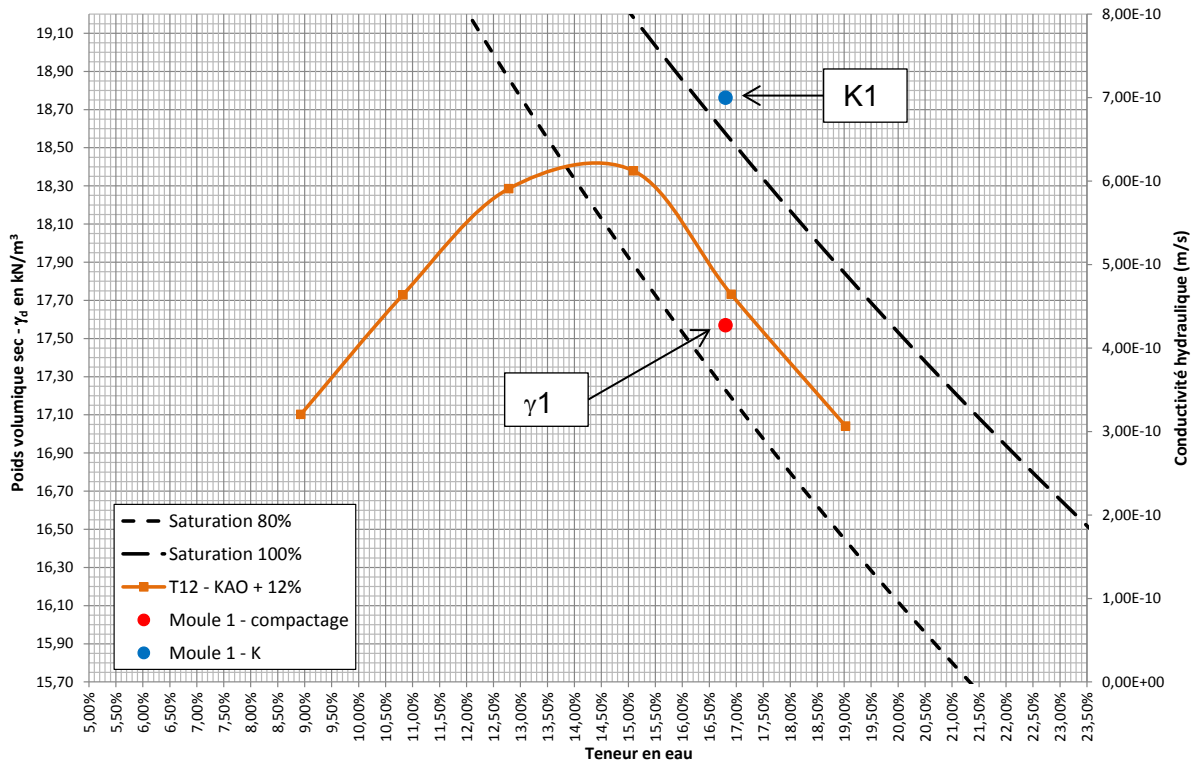


Figure 6-19 : Caractéristiques physiques et conductivité hydraulique du matériau T12-KAO12%

L'ajout de 12% de kaolinite au matériau T12 ne permet pas de diminuer la conductivité hydraulique puisque la valeur pour le matériau T12 sans traitement à la teneur en eau $w_{OPN}+3\%$ est voisine de celle obtenue après l'ajout de 12% de kaolinite.

b. T3 à 12% de kaolinite (T3-KAO 12%)

Le matériau T3 traité à 12% de kaolinite (T3-KAO 12%) a été compacté dans un moule Proctor et deux échantillons ont été prélevés. Sur chaque échantillon deux mesures de la conductivité hydraulique ont été réalisées.

La teneur en eau du moule était de 16,0% la teneur en eau visée ($w_{OPN}+2\%$) est de 15,8%. La Figure 6-20 présente les logarithmes népériens des rapports $h_0/h(t)$ en fonction du temps pour les 2 échantillons du matériau T3-KAO 12% à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ (soit 4 mesures).

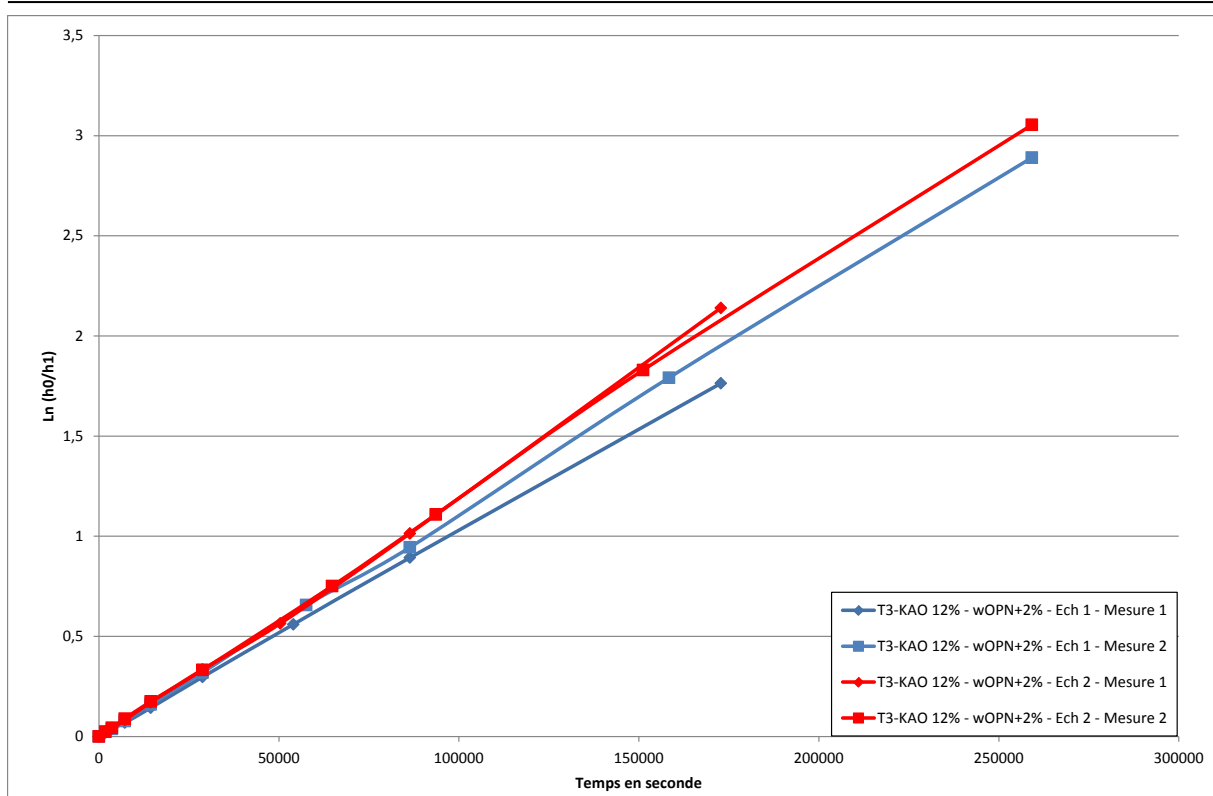


Figure 6-20 : Mesure de la conductivité hydraulique pour les échantillons T3-KAO 12% à la teneur en eau w_{OPN} 2%, à l'oedoperméamètre

Les valeurs des conductivités hydrauliques sont données dans le Tableau 6-7.

Tableau 6-7 : Conductivité hydraulique du matériau T3-KAO 12%

Echantillon	$\gamma_d/\gamma_{d \text{ cible}}$	w_{OPN}	w_{initial}	Conductivité hydraulique
T3-KAO 12% - Ech 1 – Mesure 1	99,7%	13,8 %	16,0%	$6,7 \times 10^{-10}$ m/s
T3-KAO 12% - Ech 1 – Mesure 2				$7,3 \times 10^{-10}$ m/s
T3-KAO 12% - Ech 2 – Mesure 1				$8,0 \times 10^{-10}$ m/s
T3-KAO 12% - Ech 2 – Mesure 2				$7,7 \times 10^{-10}$ m/s
<i>T3 non traité</i>	-	11,1 %	$w_{OPN} + 2\%$	$9,6 \times 10^{-10}$ m/s

La Figure 6-21 positionne cet essai sur la courbe Proctor.

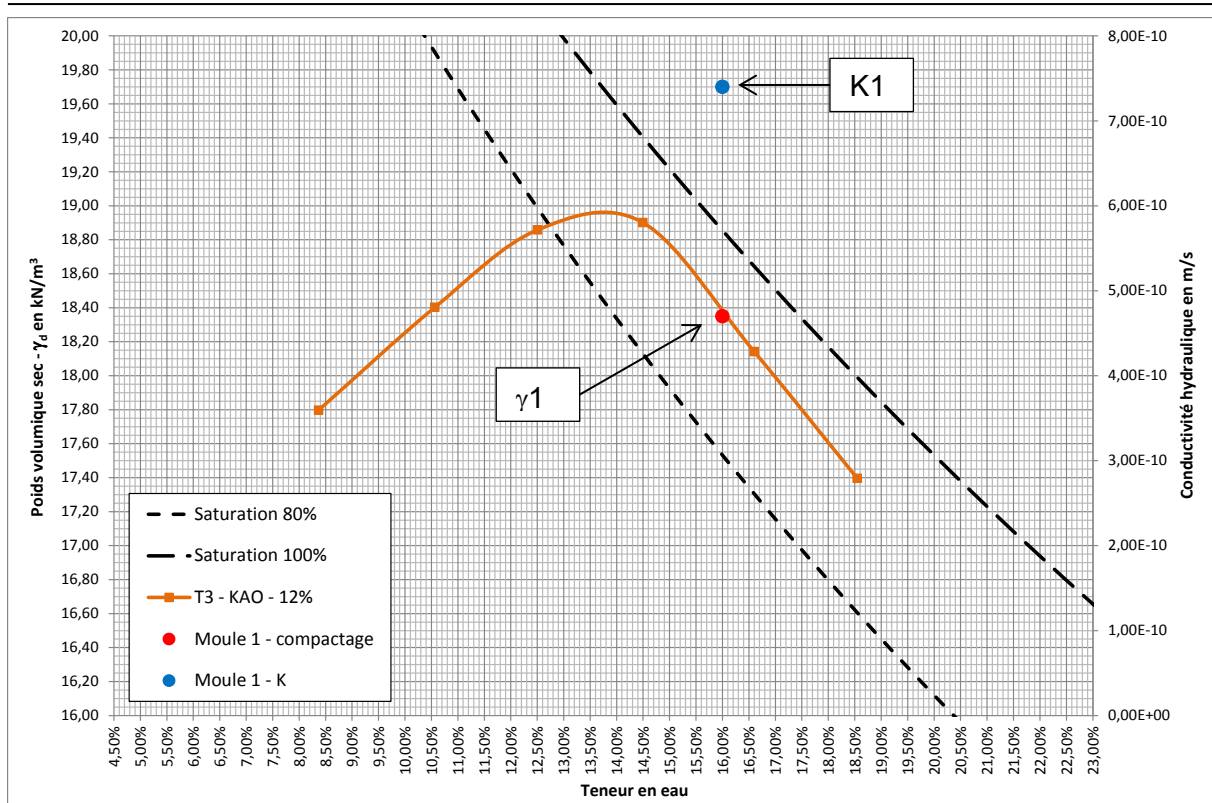


Figure 6-21 : Caractéristiques physiques et conductivité hydraulique du matériau T3-KAO12%

La conductivité hydraulique moyenne de l'échantillon 1 est de $7,0 \times 10^{-10} \text{ m/s}$ et la conductivité hydraulique moyenne de l'échantillon 2 est de $7,9 \times 10^{-10} \text{ m/s}$. La conductivité hydraulique du matériau T3-KAO 12% est donc évaluée à $7,4 \times 10^{-10} \text{ m/s}$.

L'ajout de 12% de kaolinite au matériau T3 ne permet que de diminuer légèrement la conductivité hydraulique puisque la valeur pour le matériau T3 sans traitement à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ est de $9,6 \times 10^{-10} \text{ m/s}$.

Il est également à noter que les deux matériaux T12 et T3 traités à 12% de kaolinite ont sensiblement les mêmes conductivités hydrauliques.

Le traitement à la kaolinite a également supprimé le problème de perte de fines du matériau T3 compacté à une teneur en eau $w_{OPN}+2\%$.

c. T12 à 20% de kaolinite (T12-KAO 20%)

Le matériau T12 traité à 20% de kaolinite (T12-KAO 20%) a été compacté dans un moule Proctor et deux échantillons ont été prélevés. Sur chaque échantillon deux mesures de la conductivité hydraulique ont été réalisées.

La teneur en eau du moule était de 16,9% la teneur en eau visée ($w_{OPN}+2\%$) est de 16,6%. Cette différence provient de la teneur en eau initiale des matériaux.

La Figure 6-22 présente les logarithmes népériens des rapports $h_0/h(t)$ en fonction du temps pour les 2 échantillons du matériau T12-KAO 20% à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ (soit 4 mesures).

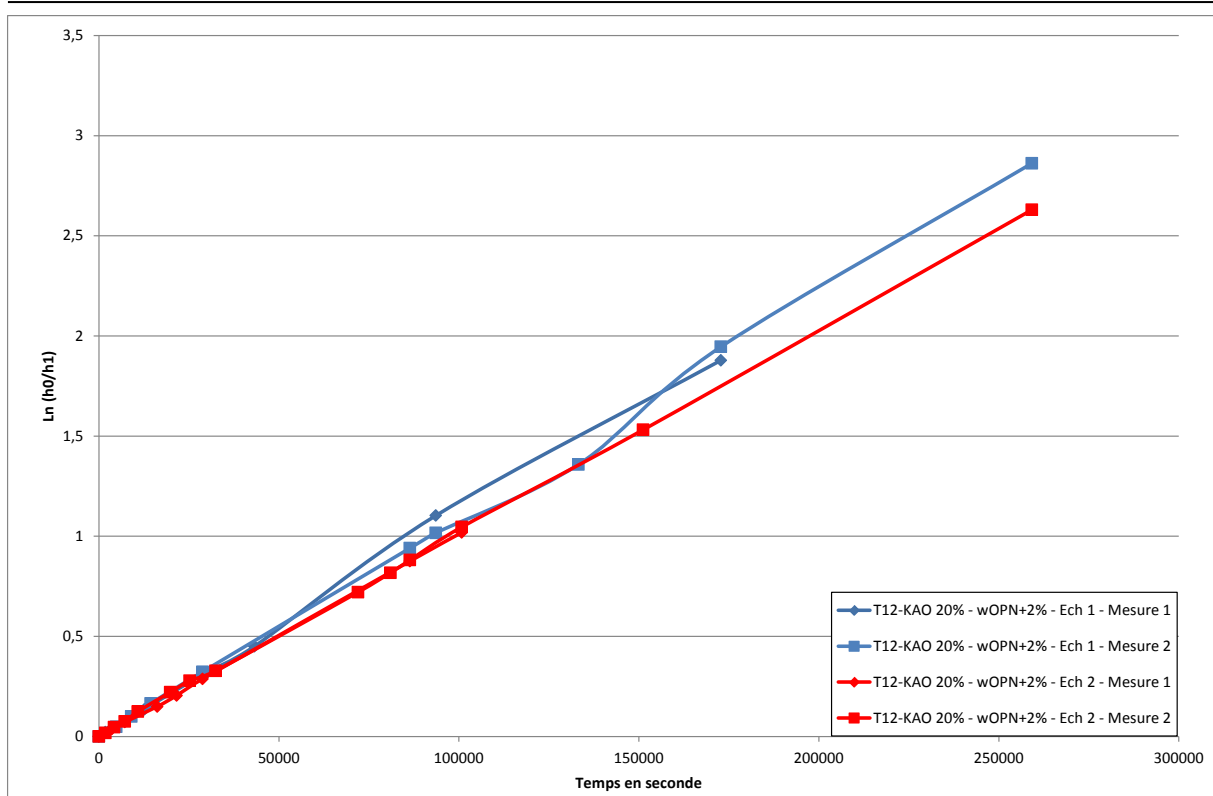


Figure 6-22 : Mesure de la conductivité hydraulique pour les échantillons T12-KAO 20% à la teneur en eau w_{OPN} 2%, à l'oedoperméamètre

Les valeurs des conductivités hydrauliques sont données dans le Tableau 6-8.

Tableau 6-8 : Conductivité hydraulique du matériau T12-KAO 20%

Echantillon	$\gamma_d/\gamma_{d \text{ cible}}$	w_{OPN}	w_{initial}	Conductivité hydraulique
T12-KAO 20% - Ech 1 – Mesure 1	100,4%	13,5 %	16, 9%	$7,2 \times 10^{-10}$ m/s
T12-KAO 20% - Ech 1 – Mesure 2				$7,2 \times 10^{-10}$ m/s
T12-KAO 20% - Ech 2 – Mesure 1				$6,6 \times 10^{-10}$ m/s
T12-KAO 20% - Ech 2 – Mesure 2				$6,6 \times 10^{-10}$ m/s
<i>T12 non traité</i>	-	12,3 %	$w_{OPN} + 3\%$	$6,7 \times 10^{-10}$ m/s

La conductivité hydraulique moyenne de l'échantillon 1 est de $7,2 \times 10^{-10}$ m/s et la conductivité hydraulique moyenne de l'échantillon 2 est de $6,6 \times 10^{-10}$ m/s. La conductivité hydraulique du matériau T12-KAO 20% est donc évaluée à $6,9 \times 10^{-10}$ m/s (ce qui correspond à la moyenne des quatre mesures).

La Figure 6-23 positionne cet essai sur la courbe Proctor.

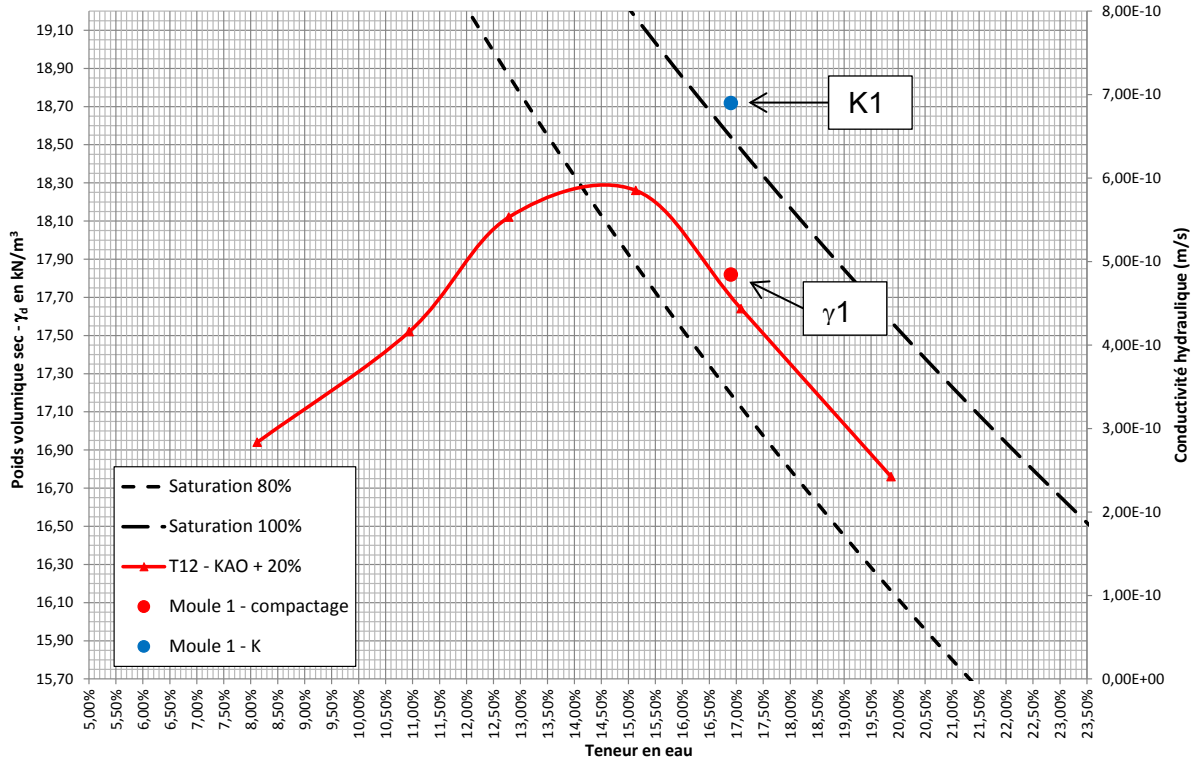


Figure 6-23 : Caractéristiques physiques et conductivité hydraulique du matériau T12-KAO20%

L'ajout de 20% de kaolinite au matériau T12 ne permet pas de diminuer la conductivité hydraulique puisque la valeur pour le matériau T12 sans traitement à la teneur en eau $w_{OPN}+3\%$ est sensiblement égale à celle obtenue après l'ajout de 20% de kaolinite. De même aucune diminution de la conductivité hydraulique n'est observée entre le traitement à 12% et à 20% du matériau T12.

d. T3 à 20% de kaolinite (T3-KAO 20%)

Le matériau T3 traité à 20% de kaolinite (T3-KAO 20%) a été compacté dans un moule Proctor et deux échantillons ont été prélevés. Sur chaque échantillon deux mesures de la conductivité hydraulique ont été réalisées.

Après confection, la teneur en eau du moule était de 16,0% la teneur en eau visée ($w_{OPN}+2\%$) est de 15,5%.

La Figure 6-24 présente les logarithmes népériens des rapports $h_0/h(t)$ en fonction du temps pour les 2 échantillons du matériau T3-KAO 20% à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ (soit 4 mesures).

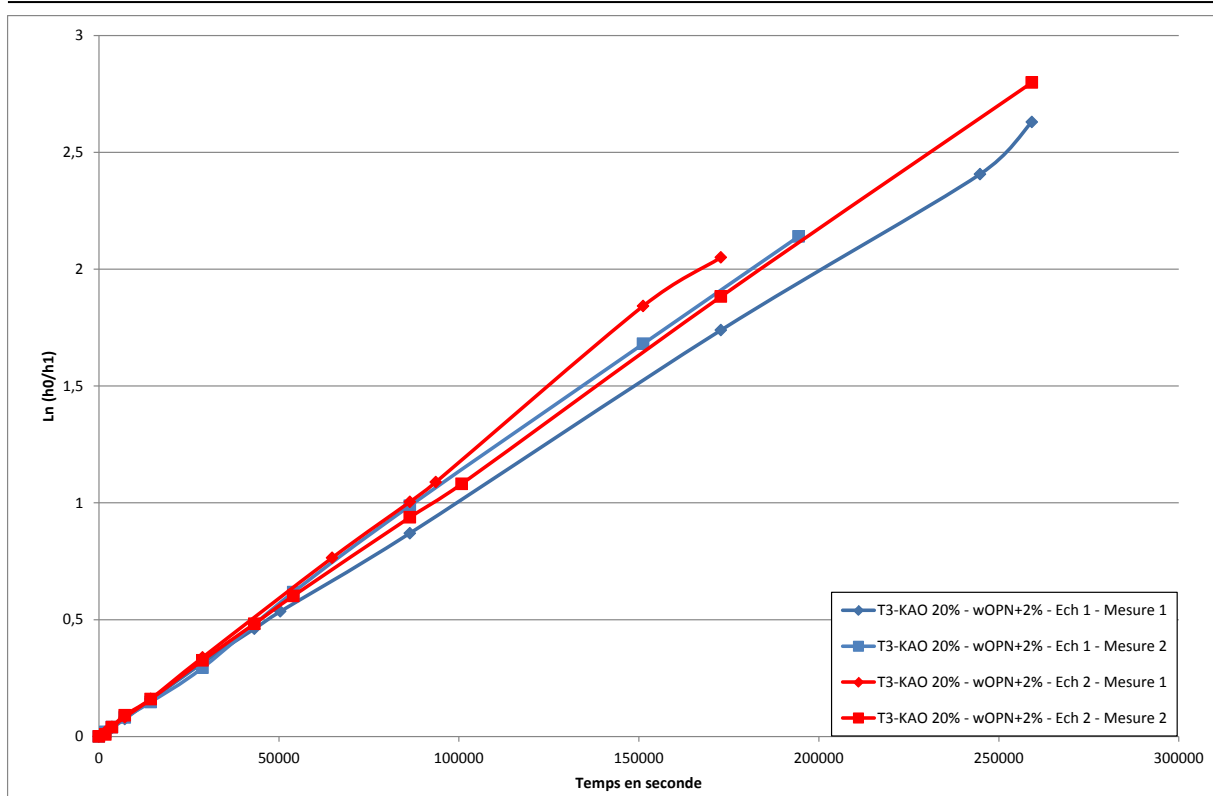


Figure 6-24 : Mesure de la conductivité hydraulique pour les échantillons T3-KAO 20% à la teneur en eau w_{OPN} 2%, à l'oedoperméamètre

Les valeurs des conductivités hydrauliques sont données dans le Tableau 6-9.

Tableau 6-9 : Conductivité hydraulique du matériau T3-KAO 20%

Echantillon	$\gamma_d/\gamma_{d \text{ cible}}$	w_{OPN}	w_{initial}	Conductivité hydraulique
T3-KAO 20% - Ech 1 – Mesure 1	100,1%	13,5 %	16,0%	$6,5 \times 10^{-10}$ m/s
T3-KAO 20% - Ech 1 – Mesure 2				$7,2 \times 10^{-10}$ m/s
T3-KAO 20% - Ech 2 – Mesure 1				$7,8 \times 10^{-10}$ m/s
T3-KAO 20% - Ech 2 – Mesure 2				$7,1 \times 10^{-10}$ m/s
<i>T3 non traité</i>	-	11,1 %	$w_{OPN} + 2\%$	$9,6 \times 10^{-10}$ m/s

La conductivité hydraulique moyenne de l'échantillon 1 est de $6,9 \times 10^{-10}$ m/s et la conductivité hydraulique moyenne de l'échantillon 2 est de $7,4 \times 10^{-10}$ m/s. La conductivité hydraulique du matériau T3-KAO 20% est donc évaluée à $7,2 \times 10^{-10}$ m/s (ce qui correspond à la moyenne des quatre mesures).

La Figure 6-25 positionne cet essai sur la courbe Proctor.

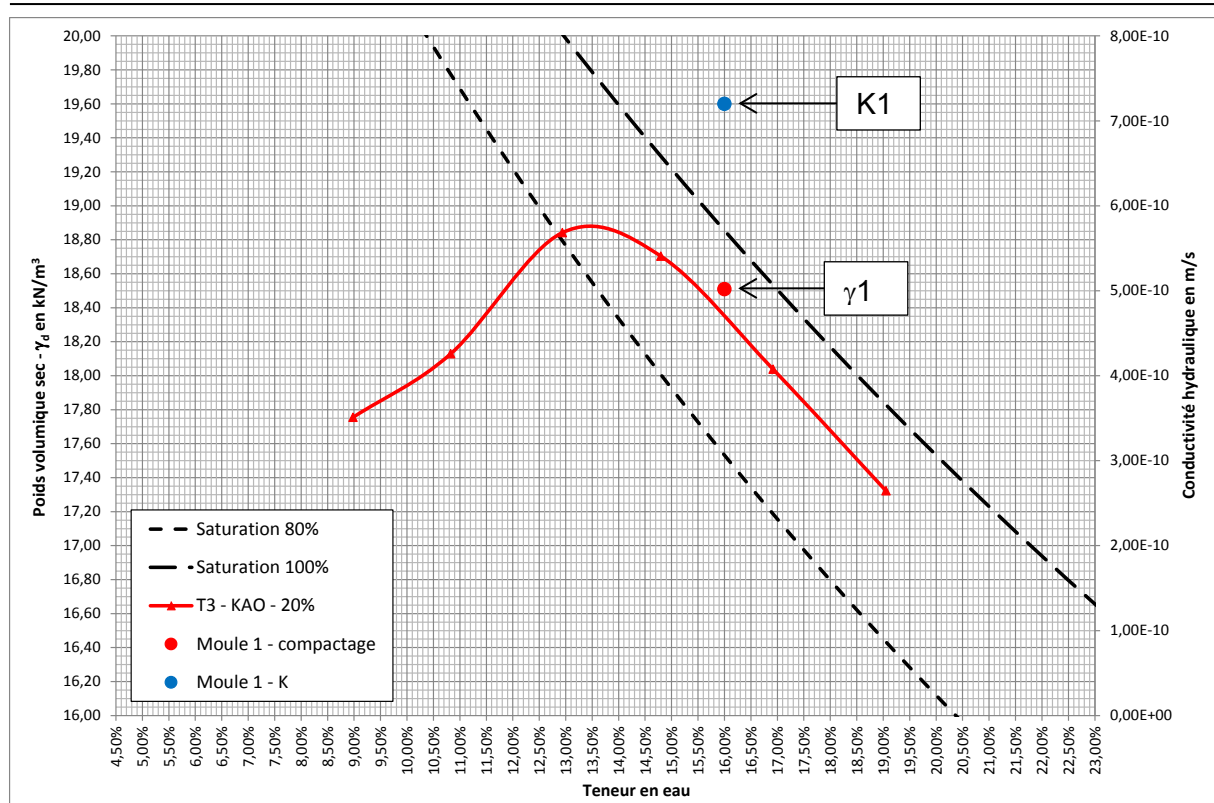


Figure 6-25 : Caractéristiques physiques et conductivité hydraulique du matériau T3-KAO20%

L'ajout de 20% de kaolinite au matériau T3 ne permet de diminuer que légèrement la conductivité hydraulique puisque la valeur pour le matériau T3 sans traitement à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ est de $9,6 \times 10^{-10}$ m/s.

Pour T3, il n'y a pas de différence entre la conductivité hydraulique traité à 12% ou à 20% de kaolinite.

e. Conclusion sur le traitement des matériaux T12 et T3 à la kaolinite

Le traitement à la kaolinite aux deux taux (12% et 20%) n'a pas permis de diminuer significativement la conductivité hydraulique (voir Figure 6-26) alors que les taux de traitement de 12% et de 20% sont élevés (si on compare avec la conductivité hydraulique obtenue à $w_{OPN}+3\%$ pour T12 et $w_{OPN}+2\%$ pour T3).

Deux effets sont cependant à remarquer. Le premier est que l'ajout de la kaolinite permet de ramener les deux matériaux, qui ont pourtant une conductivité hydraulique initiale différente, à une même valeur d'environ 7×10^{-10} m/s. Le second concerne le matériau T3, qui pour les essais sans traitement à $w_{OPN}+2\%$ posait des problèmes de perte de fines, puisque l'ajout de la kaolinite a permis de stopper cet effet, et aucun problème lors des essais n'a été constaté.

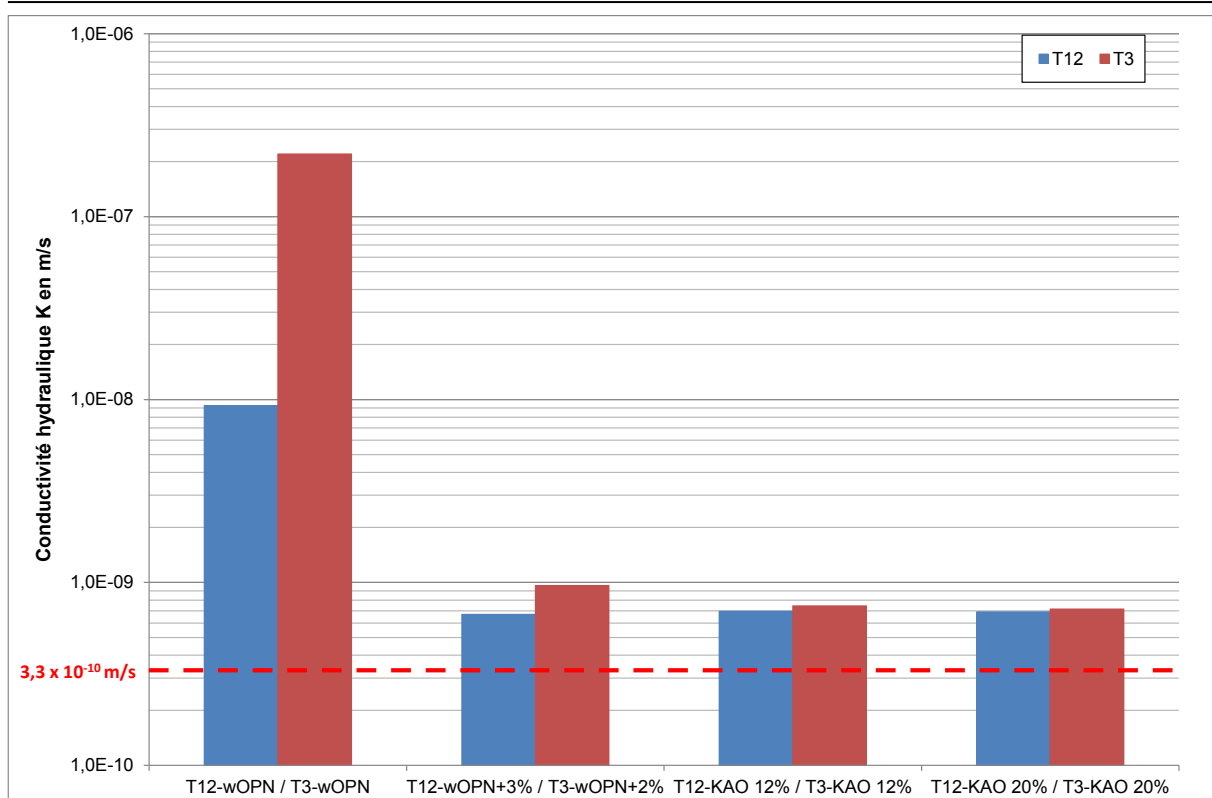


Figure 6-26 : Comparaison des conductivités hydrauliques moyenne des matériaux T12 et T3 avant et après traitement à la kaolinite

6.1.2.3. Matériaux traités – Bentonite Calcique Activée en Sodium (BCAS)

Au vu des résultats, le traitement à la kaolinite ne permet pas de diminuer la conductivité hydraulique suffisamment pour atteindre l'objectif d'une conductivité hydraulique inférieure à $3,3 \times 10^{-10}$ m/s, il a été choisi de tester un second adjuvant, la bentonite calcique activée en sodium (BCAS dans la suite). Pour améliorer le comportement hydraulique d'un matériau naturel, la solution de traitement la plus couramment retenue passe par l'ajout d'argile, (généralement de la bentonite, Saiad, 1993; Didier et al., 1996). D'après la littérature, l'ajout de quelques pourcents de bentonite permet de diminuer nettement la conductivité hydraulique d'un matériau. L'intervalle de traitement d'un matériau à la bentonite donné par Chapuis (2002) est de 5% à 15%. Dans son étude Chapuis explique qu'un taux de traitement inférieur à 5% n'est pas efficace à long terme puisque les particules fines de bentonite sont alors lessivées et évacuées. De même l'augmentation du taux de traitement au-dessus de 15% ne permet plus de diminuer significativement la conductivité hydraulique du matériau, même si ces remarques s'appliquent au sol spécifique traité.

Les matériaux T12 et T3 ont été traités à la BCAS à trois taux de traitement couvrant cet intervalle, les trois taux étant 5%, 7% et 12%.

a. T12 à 5% de BCAS (T12-BCAS 5%)

Le matériau T12 traité à 5% de BCAS (T12-BCAS 5%) a été compacté comme précédemment dans un moule Proctor et deux échantillons ont été prélevés. Sur le premier échantillon trois mesures de la conductivité hydraulique ont été effectuées et deux sur le second échantillon.

La teneur en eau du moule était de 17,5% la teneur en eau visée ($w_{OPN}+2\%$) est de 17,0%. La Figure 6-27 présente les logarithmes des rapports $h_0/h(t)$ en fonction du temps pour les 2 échantillons du matériau T12-BCAS 5% à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ (soit 5 mesures).

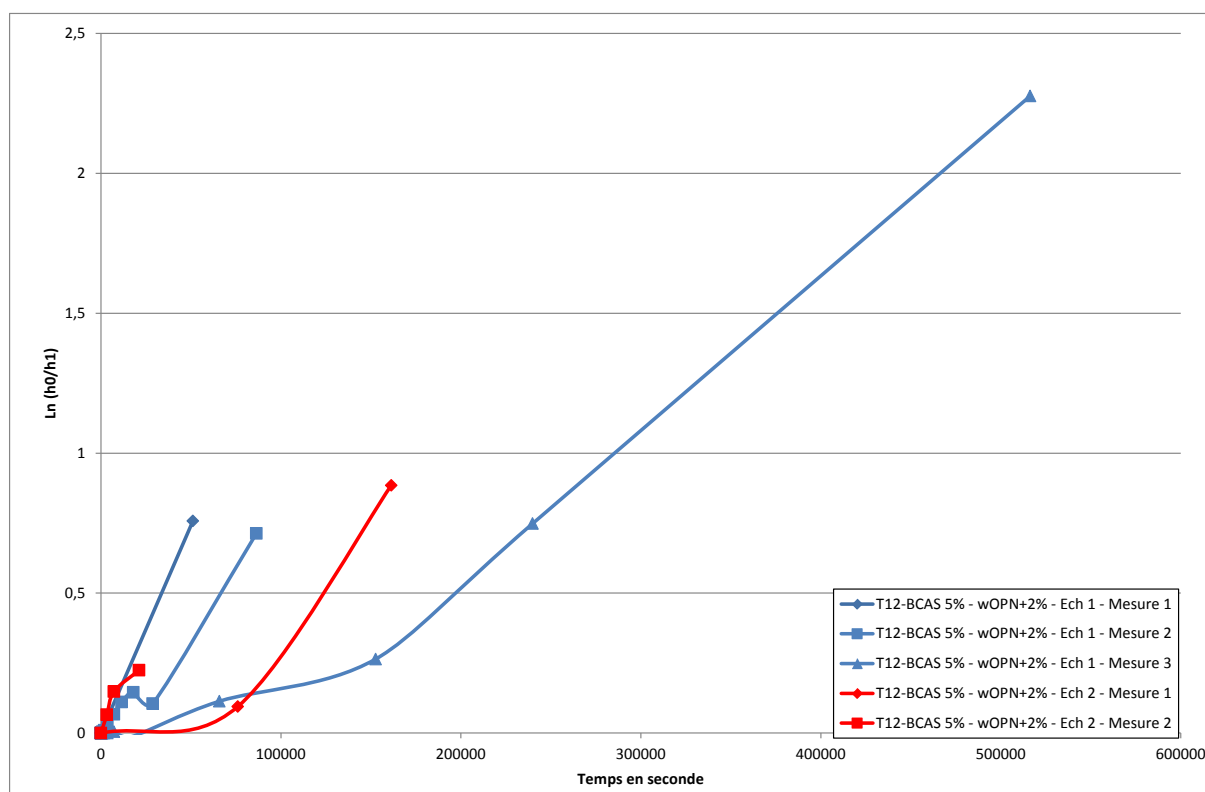


Figure 6-27 : Mesure de la conductivité hydraulique pour les échantillons T12-BCAS 5% à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$, à l'oedoperméamètre

Les valeurs des conductivités hydrauliques sont données dans le Tableau 6-10.

Les phases transitoires (début des courbes non linéaire) ne sont pas prises en compte dans la mesure des conductivités hydrauliques.

Tableau 6-10 : Conductivité hydraulique du matériau T12-BCAS 5%

Echantillon	γ_d/γ_d cible	w_{OPN}	w initial	Conductivité hydraulique
T12-BCAS 5% - Ech 1 – Mesure 1	99,3%	15,0 %	17,5 %	$6,5 \times 10^{-10}$ m/s
T12-BCAS 5% - Ech 1 – Mesure 2				$5,2 \times 10^{-10}$ m/s
T12-BCAS 5% - Ech 1 – Mesure 3				$3,6 \times 10^{-10}$ m/s
T12-BCAS 5% - Ech 2 – Mesure 1				$6,1 \times 10^{-10}$ m/s
T12-BCAS 5% - Ech 2 – Mesure 2				$6,5 \times 10^{-10}$ m/s
T12 non traité	-	12,3 %	$w_{OPN} + 3\%$	$6,7 \times 10^{-10}$ m/s

La conductivité hydraulique moyenne de l'échantillon 1 est de $5,1 \times 10^{-10}$ m/s et la conductivité hydraulique moyenne de l'échantillon 2 est de $6,3 \times 10^{-10}$ m/s. La conductivité hydraulique du matériau T12-BCAS 5% est donc évaluée à $5,6 \times 10^{-10}$ m/s (Figure 6-28).

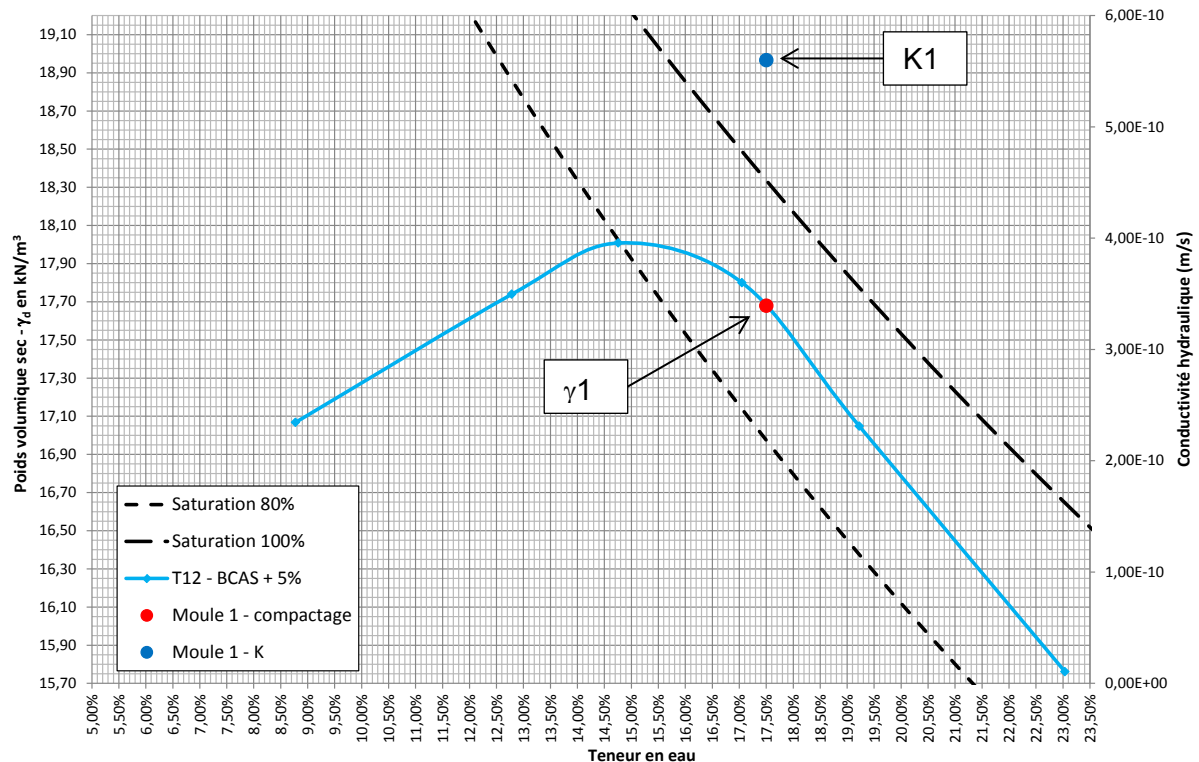


Figure 6-28 : Caractéristiques physiques et conductivité hydraulique du matériau T12-BCAS 5%

L'ajout de 5% de BCAS au matériau T12 permet de diminuer très légèrement la conductivité hydraulique, puisque la valeur pour le matériau T12 sans traitement à la teneur en eau $w_{OPN}+3\%$ est de $6,7 \times 10^{-10}$ m/s. Cependant cette diminution ne permet toujours pas d'obtenir une conductivité hydraulique du matériau traité inférieure à la valeur cible de $3,3 \times 10^{-10}$ m/s.

b. T3 à 5% de BCAS (T3-BCAS 5%)

Sur le matériau T3 traité à 5% de BCAS (T3-BCAS 5%) deux échantillons ont été prélevés. Deux mesures de la conductivité hydraulique ont été effectuées sur les deux échantillons.

La teneur en eau du moule était de 15,9% la teneur en eau visée ($w_{OPN}+2\%$) est de 16,2%. La Figure 6-29 présente les logarithmes des rapports $h_0/h(t)$ en fonction du temps pour les 2 échantillons du matériau T3-BCAS 5% à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ (soit 4 mesures).

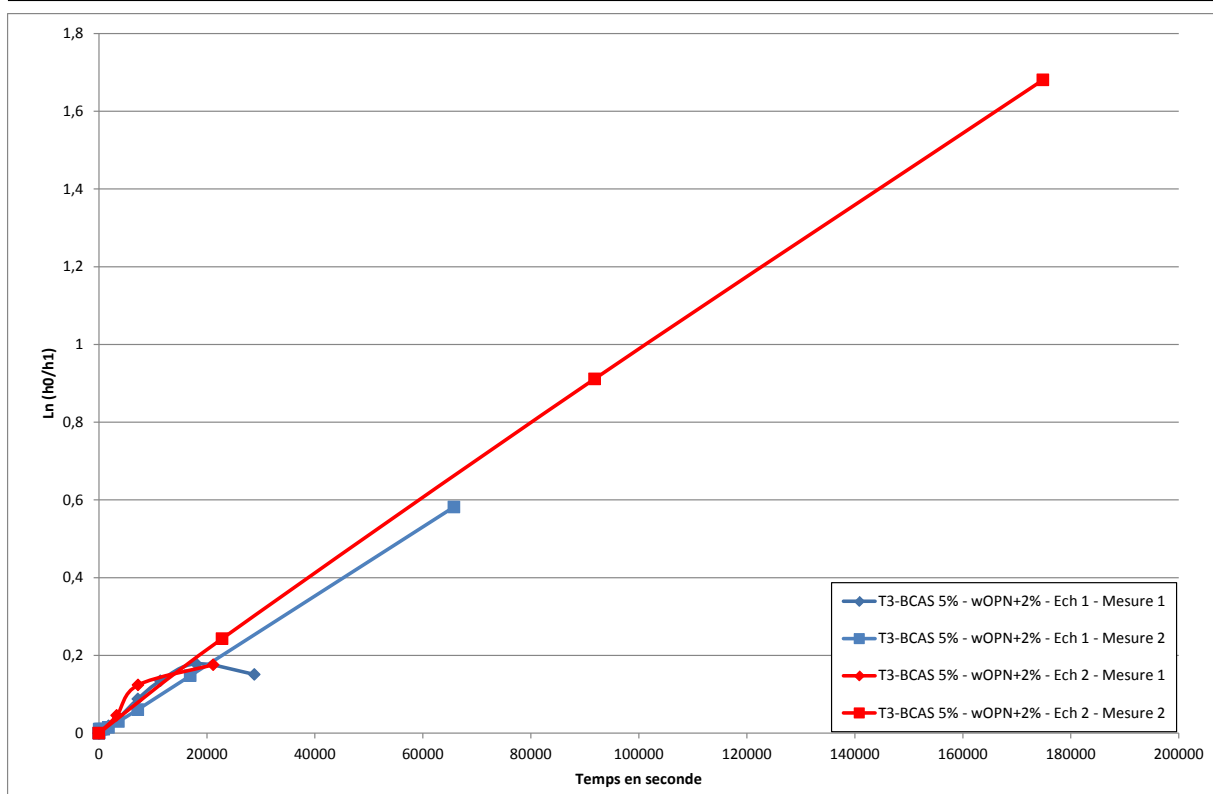


Figure 6-29 : Mesure de la conductivité hydraulique pour les échantillons T3-BCAS 5% à la teneur en eau w_{OPN} 2%, à l'oedoperméamètre

Les valeurs des conductivités hydrauliques sont données dans le Tableau 6-11.

Tableau 6-11 : Conductivité hydraulique du matériau T3-BCAS 5%

Echantillon	$\gamma_d/\gamma_{d \text{ cible}}$	w_{OPN}	w_{initial}	Conductivité hydraulique
T3-BCAS 5% - Ech 1 – Mesure 1	99,6%	14,2 %	15,9 %	$4,5 \times 10^{-10}$ m/s
T3-BCAS 5% - Ech 1 – Mesure 2				$5,7 \times 10^{-10}$ m/s
T3-BCAS 5% - Ech 2 – Mesure 1				$5,1 \times 10^{-10}$ m/s
T3-BCAS 5% - Ech 2 – Mesure 2				$6,2 \times 10^{-10}$ m/s
<i>T3 non traité</i>	-	11,1 %	$w_{OPN} + 2\%$	$9,6 \times 10^{-10}$ m/s

La conductivité hydraulique moyenne de l'échantillon 1 est de $5,1 \times 10^{-10}$ m/s et la conductivité hydraulique moyenne de l'échantillon 2 est de $5,6 \times 10^{-10}$ m/s. La conductivité hydraulique du matériau T3-BCAS 5% est donc évaluée à $5,4 \times 10^{-10}$ m/s (Figure 6-30).

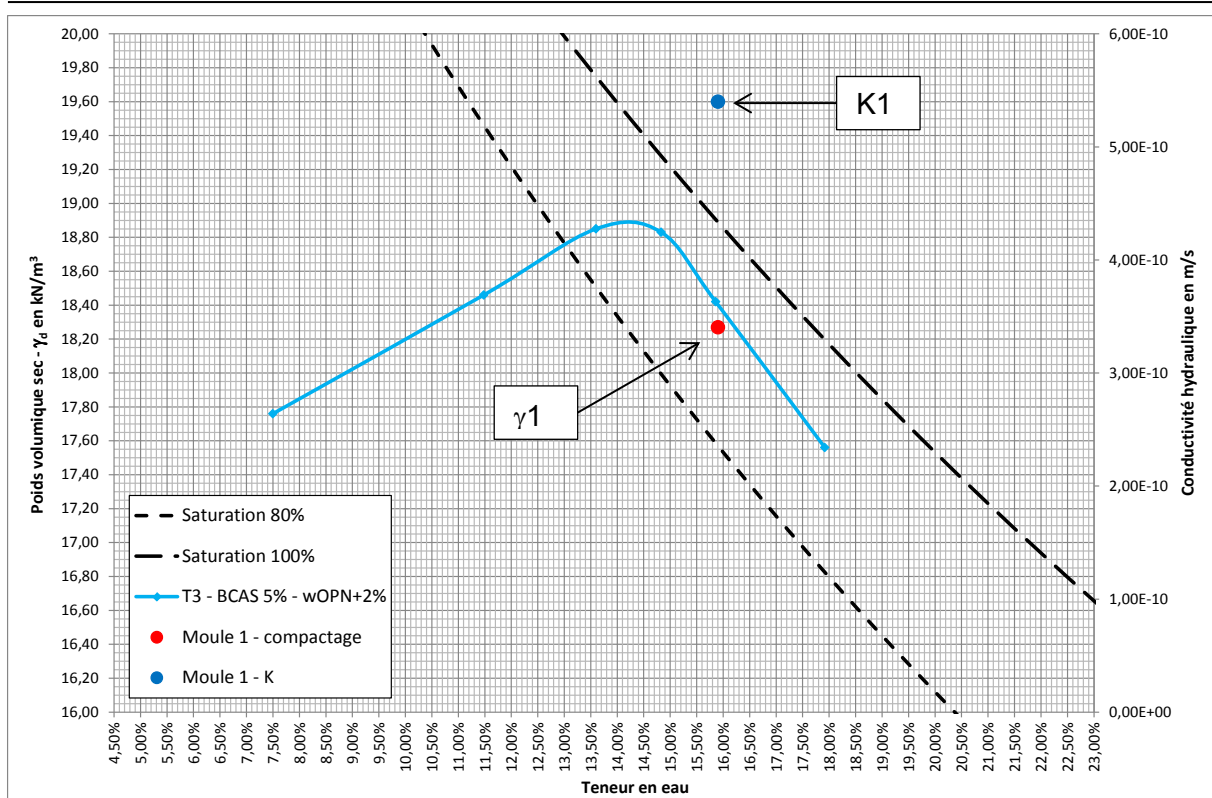


Figure 6-30 : Caractéristiques physiques et conductivité hydraulique du matériau T3-BCAS 5%

L'ajout de 5% de BCAS au matériau T3 permet de diminuer la conductivité hydraulique puisque la valeur pour le matériau T3 sans traitement à la teneur en eau $w_{\text{OPN}}+2\%$ est de $9,6 \times 10^{-10} \text{ m/s}$. Cependant cette diminution ne permet toujours pas d'obtenir une conductivité hydraulique du matériau traité inférieure à la valeur cible de $3,3 \times 10^{-10} \text{ m/s}$.

c. T12 à 7% de BCAS (T12-BCAS 7%)

Le matériau T12 traité à 7% de BCAS (T12-BCAS 7%) est le second taux de traitement à la BCAS étudié. Sur l'échantillon prélevé au Proctor trois mesures de la conductivité hydraulique ont été effectuées.

La teneur en eau du moule était de 18,4% la teneur en eau visée ($w_{\text{OPN}}+2\%$) est de 18,4%. La Figure 6-31 présente les logarithmes des rapports $h_0/h(t)$ en fonction du temps pour le matériau T12-BCAS 7% à la teneur en eau $w_{\text{OPN}}+2\%$ (soit 3 mesures).

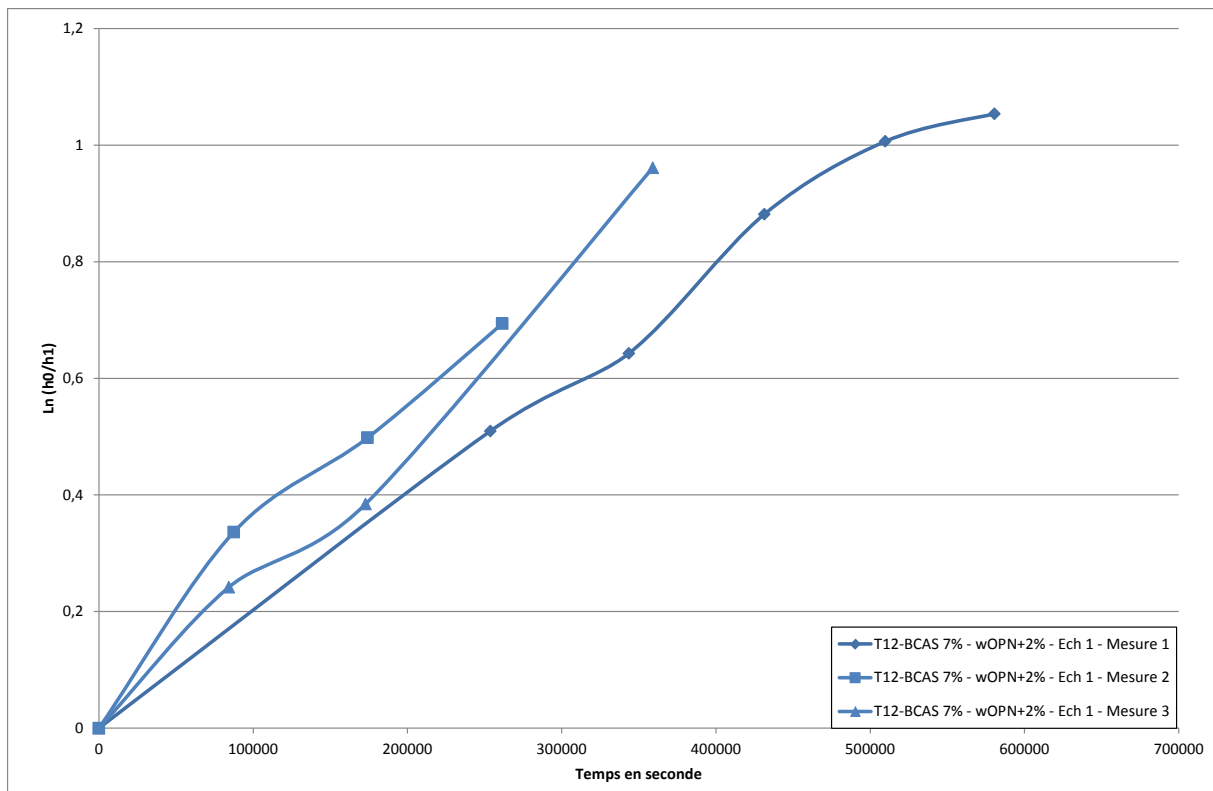


Figure 6-31 : Mesure de la conductivité hydraulique pour les échantillons T12-BCAS 7% à la teneur en eau w_{OPN} 2%, à l'oedoperméamètre

Les valeurs des conductivités hydrauliques sont données dans le Tableau 6-12.

Tableau 6-12 : Conductivité hydraulique du matériau T12-BCAS 7%

Echantillon	$\gamma_d/\gamma_{d \text{ cible}}$	w_{OPN}	w_{initial}	Conductivité hydraulique
T12-BCAS 7% - Ech 1 – Mesure 1	100,2%	16,4 %	18,4 %	$1,2 \times 10^{-10}$ m/s
T12-BCAS 7% - Ech 1 – Mesure 2				$1,7 \times 10^{-10}$ m/s
T12-BCAS 7% - Ech 1 – Mesure 3				$1,7 \times 10^{-10}$ m/s
<i>T12 non traité</i>	-	12,3 %	$w_{OPN} + 3\%$	$6,7 \times 10^{-10}$ m/s

La conductivité hydraulique moyenne des trois mesures, qui correspond à la conductivité hydraulique du matériau T12-BCAS 7%, est de $1,5 \times 10^{-10}$ m/s (Figure 6-32).

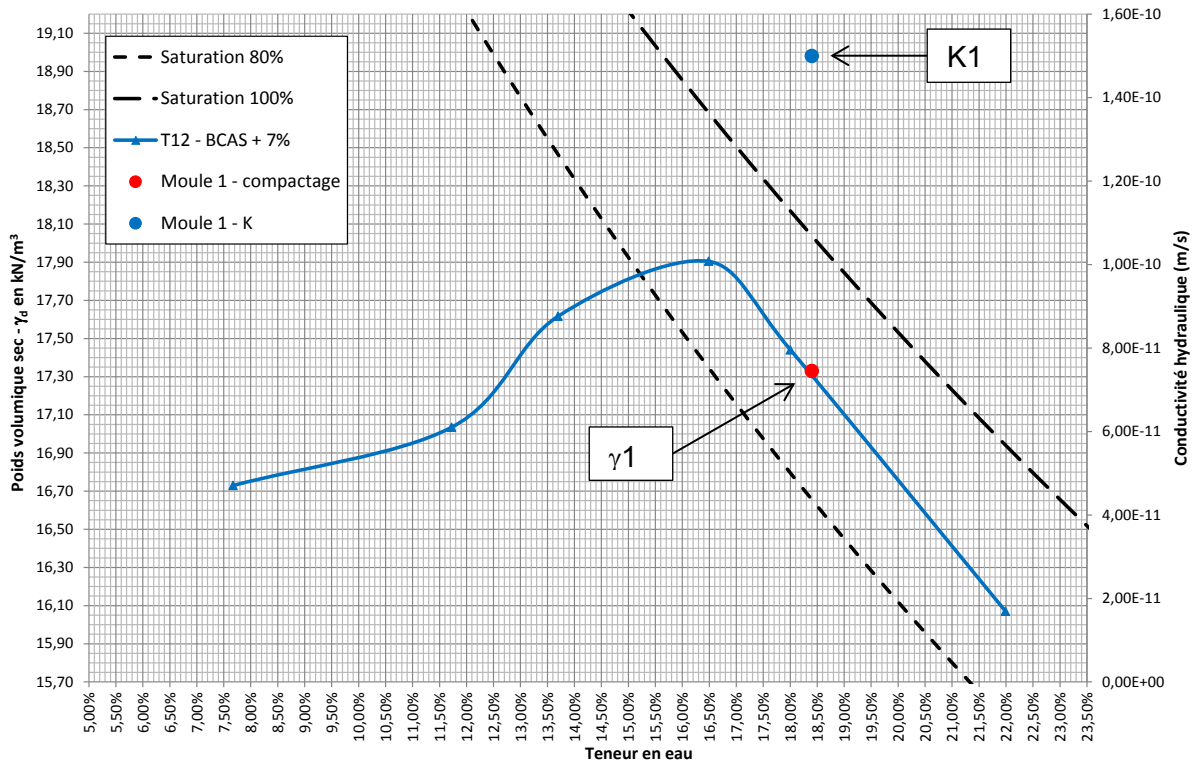


Figure 6-32 : Caractéristiques physiques et conductivité hydraulique du matériau T12-BCAS 7%

L'ajout de 7% de BCAS au matériau T12 permet de diminuer nettement la conductivité hydraulique puisque la valeur pour le matériau T12 sans traitement à la teneur en eau $w_{OPN}+3\%$ est de $6,7 \times 10^{-10}$ m/s et celle du matériau T12-BCAS 5% est de $5,6 \times 10^{-10}$ m/s. L'ajout de 2% de BCAS supplémentaire par rapport au premier taux de traitement permet donc d'observer son effet, qui permet de diminuer la conductivité hydraulique à une valeur très faible. Les trois mesures réalisées montrent que ce traitement permet d'obtenir un matériau ayant une conductivité hydraulique inférieure à la valeur cible de $3,3 \times 10^{-10}$ m/s.

d. T3 à 7% de BCAS (T3-BCAS 7%)

Pour le matériau T3 traité à 7% de BCAS (T3-BCAS 7%) deux échantillons ont été prélevés. Sur le premier échantillon trois mesures de la conductivité hydraulique ont été effectuées et deux sur le second échantillon.

La teneur en eau du moule était de 17,1% la teneur en eau visée ($w_{OPN}+2\%$) est de 16,9%. Cette différence provient de la teneur en eau initiale des matériaux.

La Figure 6-33 présente les logarithmes des rapports $h_0/h(t)$ en fonction du temps pour les 2 échantillons du matériau T3-BCAS 7% à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ (soit 5 mesures).

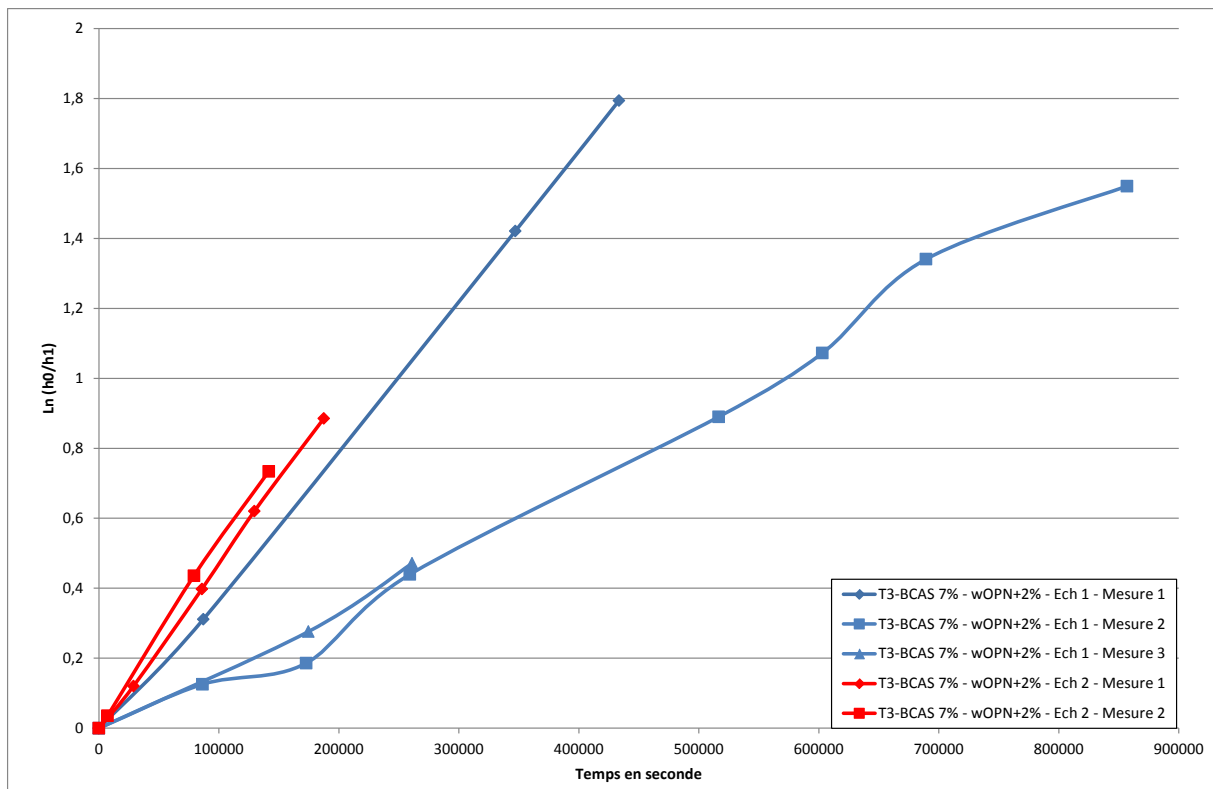


Figure 6-33 : Mesure de la conductivité hydraulique pour les échantillons T3-BCAS 7% à la teneur en eau w_{OPN} 2%, à l'oedoperméamètre

Les valeurs des conductivités hydrauliques sont données dans le Tableau 6-13.

Tableau 6-13 : Conductivité hydraulique du matériau T3-BCAS 7%

Echantillon	$\gamma_d/\gamma_{d \text{ cible}}$	w_{OPN}	w_{initial}	Conductivité hydraulique
T3-BCAS 7% - Ech 1 – Mesure 1	99,6%	14,9 %	17,1 %	$2,7 \times 10^{-10}$ m/s
T3-BCAS 7% - Ech 1 – Mesure 2				$1,2 \times 10^{-10}$ m/s
T3-BCAS 7% - Ech 1 – Mesure 3				$1,2 \times 10^{-10}$ m/s
T3-BCAS 7% - Ech 2 – Mesure 1				$3,4 \times 10^{-10}$ m/s
T3-BCAS 7% - Ech 2 – Mesure 2				$3,1 \times 10^{-10}$ m/s
<i>T3 non traité</i>	-	11,1 %	$w_{OPN} + 2\%$	$9,6 \times 10^{-10}$ m/s

La conductivité hydraulique moyenne de l'échantillon 1 est de $1,7 \times 10^{-10}$ m/s et la conductivité hydraulique moyenne de l'échantillon 2 est de $3,3 \times 10^{-10}$ m/s. La conductivité hydraulique du matériau T3-BCAS 7% est donc évaluée à $2,3 \times 10^{-10}$ m/s (Figure 6-34).

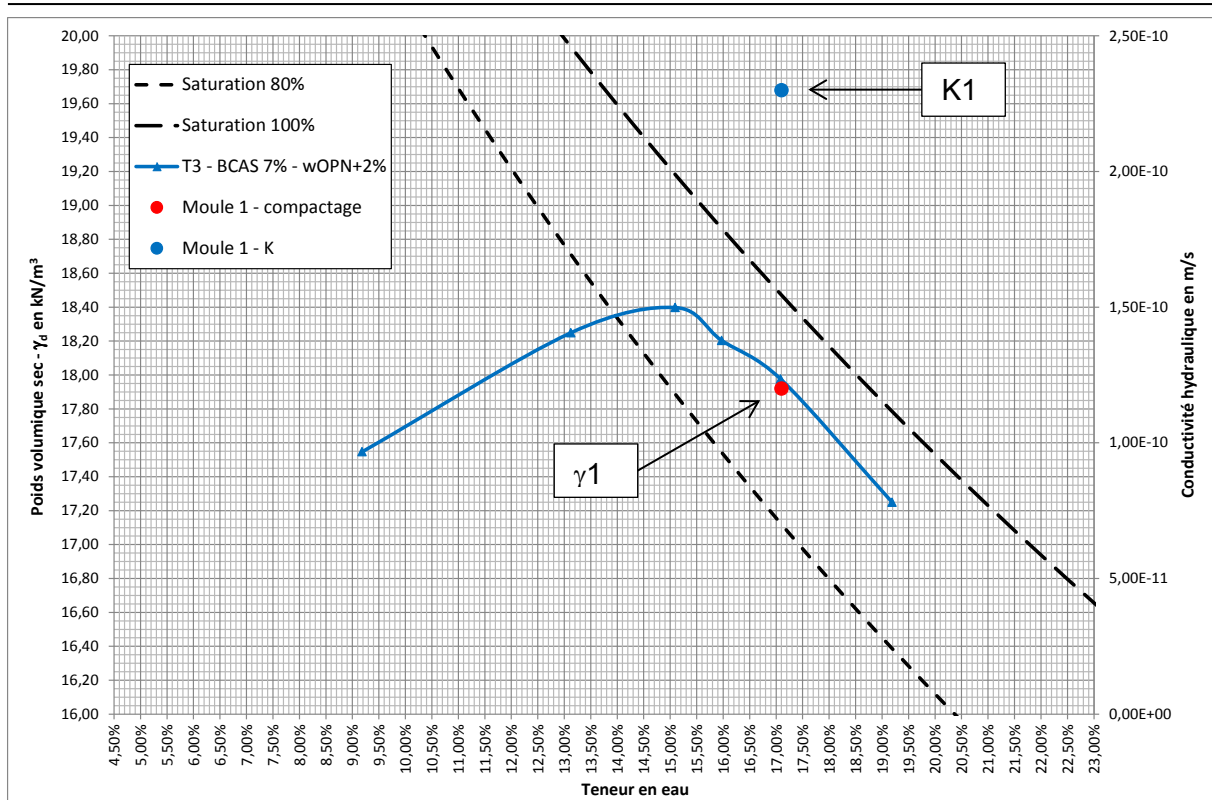


Figure 6-34 : Caractéristiques physiques et conductivité hydraulique du matériau T3-BCAS 7%

L'ajout de 7% de BCAS au matériau T3 permet de diminuer nettement la conductivité hydraulique puisque la valeur pour le matériau T3 sans traitement à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ est de $9,6 \times 10^{-10}$ m/s et celle du matériau T3-BCAS 5% est de $5,4 \times 10^{-10}$ m/s. L'ajout de 2% de BCAS supplémentaires par rapport au premier taux de traitement permet donc de diminuer la conductivité hydraulique du matériau. Sur les cinq mesures réalisées sur T3-BCAS 7%, une seule est supérieure à la valeur cible de $3,3 \times 10^{-10}$ m/s. Ce traitement peut donc être considéré comme efficace et répondant au critère.

e. T12 à 12% de BCAS (T12-BCAS 12%)

Le matériau T12 traité à 12% de BCAS (T12-BCAS 12%) est le dernier taux de traitement à la BCAS étudié. Ce matériau a été compacté dans un moule Proctor et deux échantillons ont été prélevés. Sur le premier échantillon trois mesures de la conductivité hydraulique ont été effectuées et deux sur le second échantillon.

La teneur en eau du moule était de 20,0% la teneur en eau visée ($w_{OPN}+2\%$) est de 19,6%. La Figure 6-35 présente les logarithmes népériens des rapports $h_0/h(t)$ en fonction du temps pour le matériau T12-BCAS 12% à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ (soit 5 mesures).

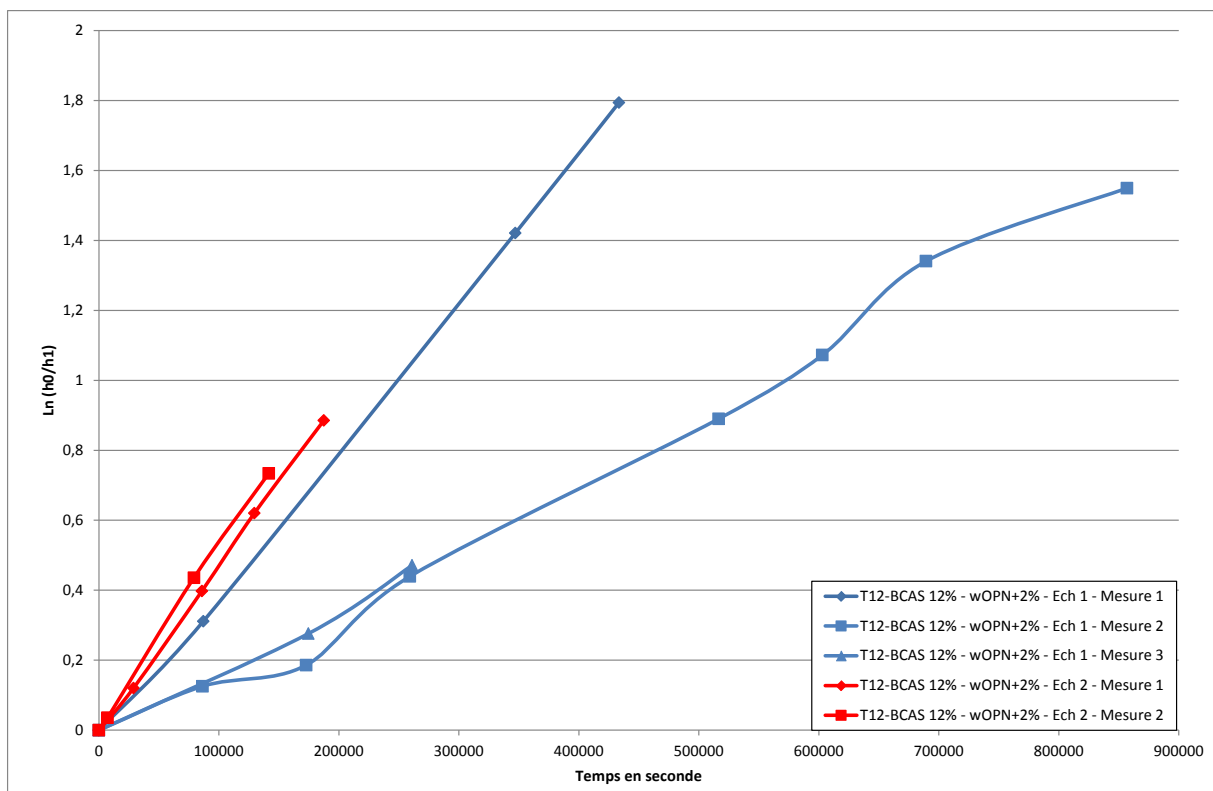


Figure 6-35 : Mesure de la conductivité hydraulique pour les échantillons T12-BCAS 12% à la teneur en eau w_{OPN} 2%, à l'oedoperméamètre

Les valeurs des conductivités hydrauliques sont données dans le Tableau 6-14.

Tableau 6-14 : Conductivité hydraulique du matériau T12-BCAS 12%

Echantillon	$\gamma_d/\gamma_{d \text{ cible}}$	w_{OPN}	w initial	Conductivité hydraulique
T12-BCAS 12% - Ech 1 – Mesure 1	98,9%	17,6 %	20,0 %	$1,8 \times 10^{-10}$ m/s
T12-BCAS 12% - Ech 1 – Mesure 2				$2,1 \times 10^{-10}$ m/s
T12-BCAS 12% - Ech 1 – Mesure 3				$1,2 \times 10^{-10}$ m/s
T12-BCAS 12% - Ech 2 – Mesure 1				$2,1 \times 10^{-10}$ m/s
T12-BCAS 12% - Ech 2 – Mesure 2				$1,2 \times 10^{-10}$ m/s
<i>T12 non traité</i>	-	12,3 %	$w_{OPN} + 3\%$	$6,7 \times 10^{-10}$ m/s

La conductivité hydraulique moyenne de l'échantillon 1 est de $1,7 \times 10^{-10}$ m/s et la conductivité hydraulique moyenne de l'échantillon 2 est de $1,6 \times 10^{-10}$ m/s. La conductivité hydraulique du matériau T12-BCAS 12% est donc évaluée à $1,7 \times 10^{-10}$ m/s (Figure 6-36).

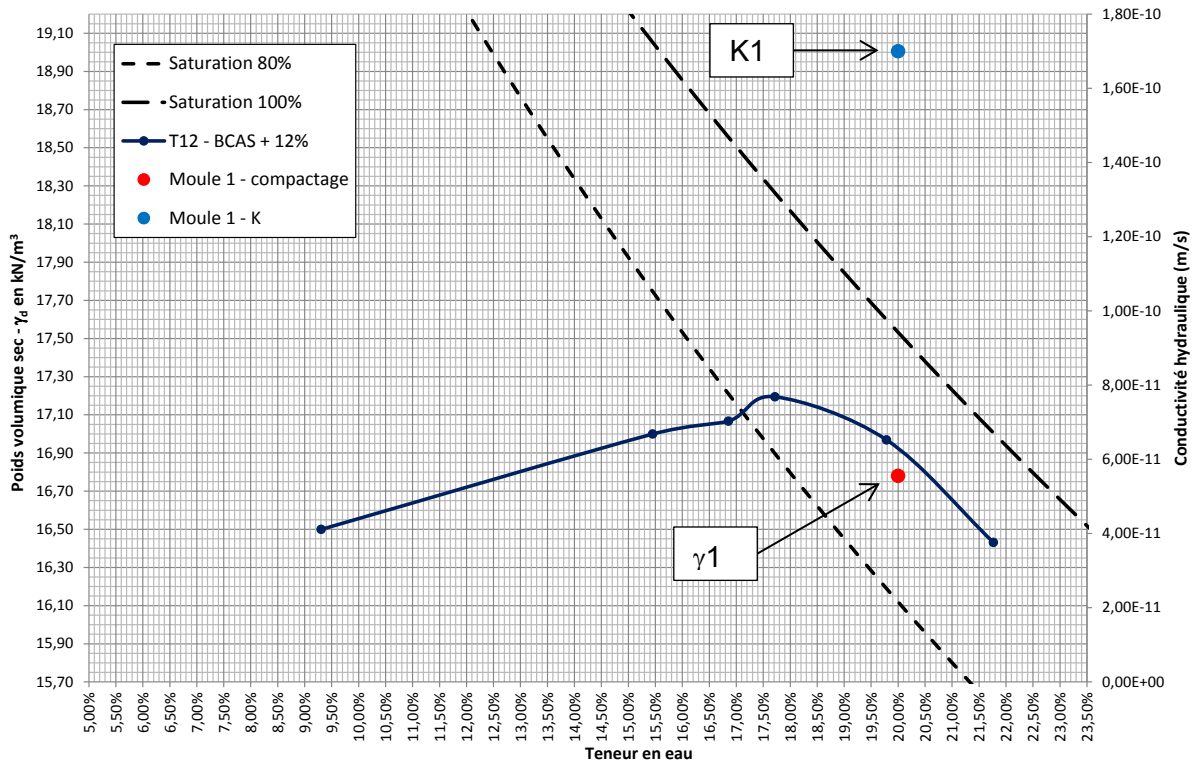


Figure 6-36 : Caractéristiques physiques et conductivité hydraulique du matériau T12-BCAS 12%

L'ajout de 12% de BCAS au matériau T12 permet de diminuer nettement la conductivité hydraulique puisque la valeur pour le matériau T12 sans traitement à la teneur en eau $w_{OPN}+3\%$ est de $6,7 \times 10^{-10} \text{ m/s}$ et celle du matériau T12-BCAS 5% est de $5,6 \times 10^{-10} \text{ m/s}$. Cependant il y a peu d'écart avec la mesure de la conductivité hydraulique T12-BCAS 7% qui est de $1,5 \times 10^{-10} \text{ m/s}$. On peut dire que les caractéristiques hydrauliques du matériau n'ont pas été améliorées avec l'ajout des 5% de BCAS supplémentaires par rapport à la mesure précédente.

f. T3 à 12% de BCAS (T3-BCAS 12%)

Le matériau T3 traité à 12% de BCAS (T3-BCAS 12%) a été compacté dans un moule Proctor et deux échantillons ont été prélevés. Deux mesures de la conductivité hydraulique ont été effectuées sur les deux échantillons.

La teneur en eau du moule était de 17,0% la teneur en eau visée ($w_{OPN}+2\%$) est de 17,2%. La Figure 6-37 présente les logarithmes népériens des rapports $h_0/h(t)$ en fonction du temps pour les 2 échantillons du matériau T3-BCAS 12% à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ (soit 4 mesures).

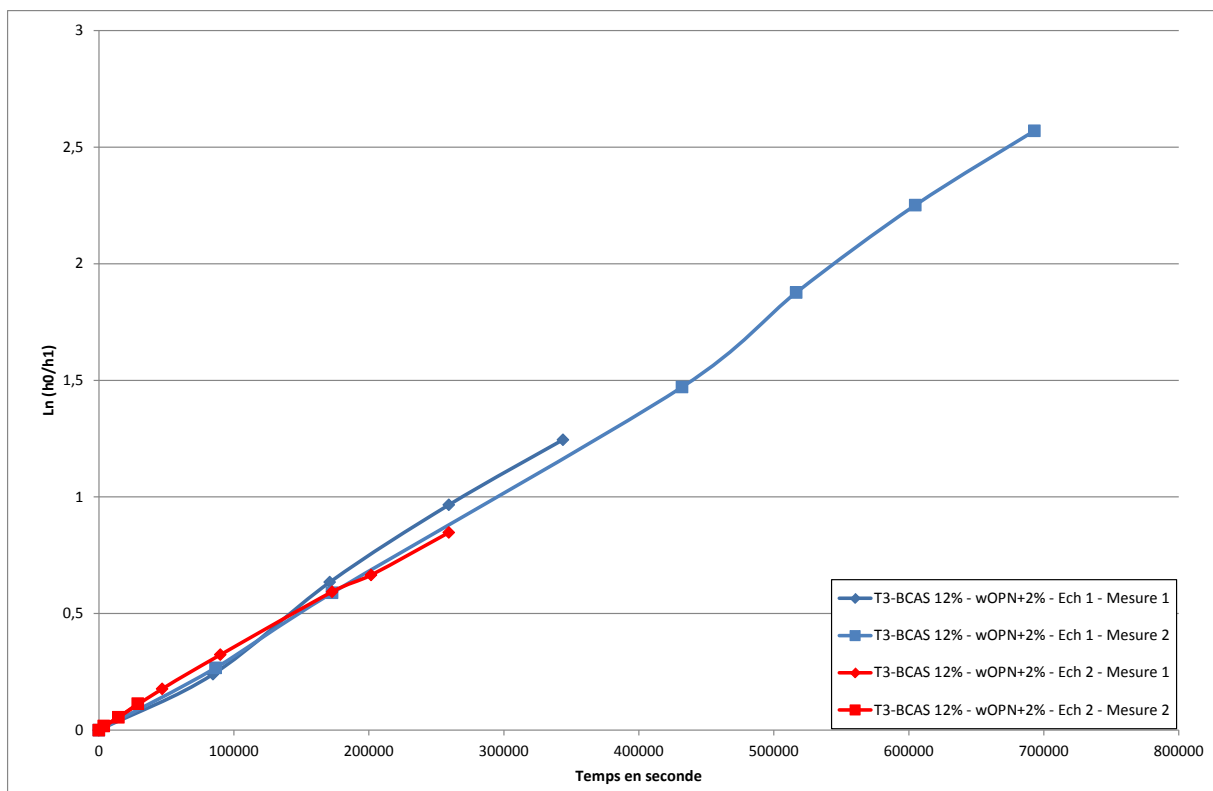


Figure 6-37 : Mesure de la conductivité hydraulique pour les échantillons T3-BCAS 12% à la teneur en eau w_{OPN} 2%, à l'oedoperméamètre

Les valeurs des conductivités hydrauliques sont données dans le Tableau 6-15.

Tableau 6-15 : Conductivité hydraulique du matériau T3-BCAS 12%

Echantillon	$\gamma_d/\gamma_{d \text{ cible}}$	w_{OPN}	w initial	Conductivité hydraulique
T3-BCAS 12% - Ech 1 – Mesure 1	99,7%	15,2 %	17,0 %	$2,4 \times 10^{-10}$ m/s
T3-BCAS 12% - Ech 1 – Mesure 2				$2,4 \times 10^{-10}$ m/s
T3-BCAS 12% - Ech 2 – Mesure 1				$2,1 \times 10^{-10}$ m/s
T3-BCAS 12% - Ech 2 – Mesure 2				$2,3 \times 10^{-10}$ m/s
<i>T3 non traité</i>	-	11,1 %	$w_{OPN} + 2\%$	$9,6 \times 10^{-10}$ m/s

La conductivité hydraulique moyenne de l'échantillon 1 est de $2,4 \times 10^{-10}$ m/s et la conductivité hydraulique moyenne de l'échantillon 2 est de $2,2 \times 10^{-10}$ m/s. La conductivité hydraulique du matériau T3-BCAS 12% est donc évaluée à $2,3 \times 10^{-10}$ m/s (Figure 6-38).

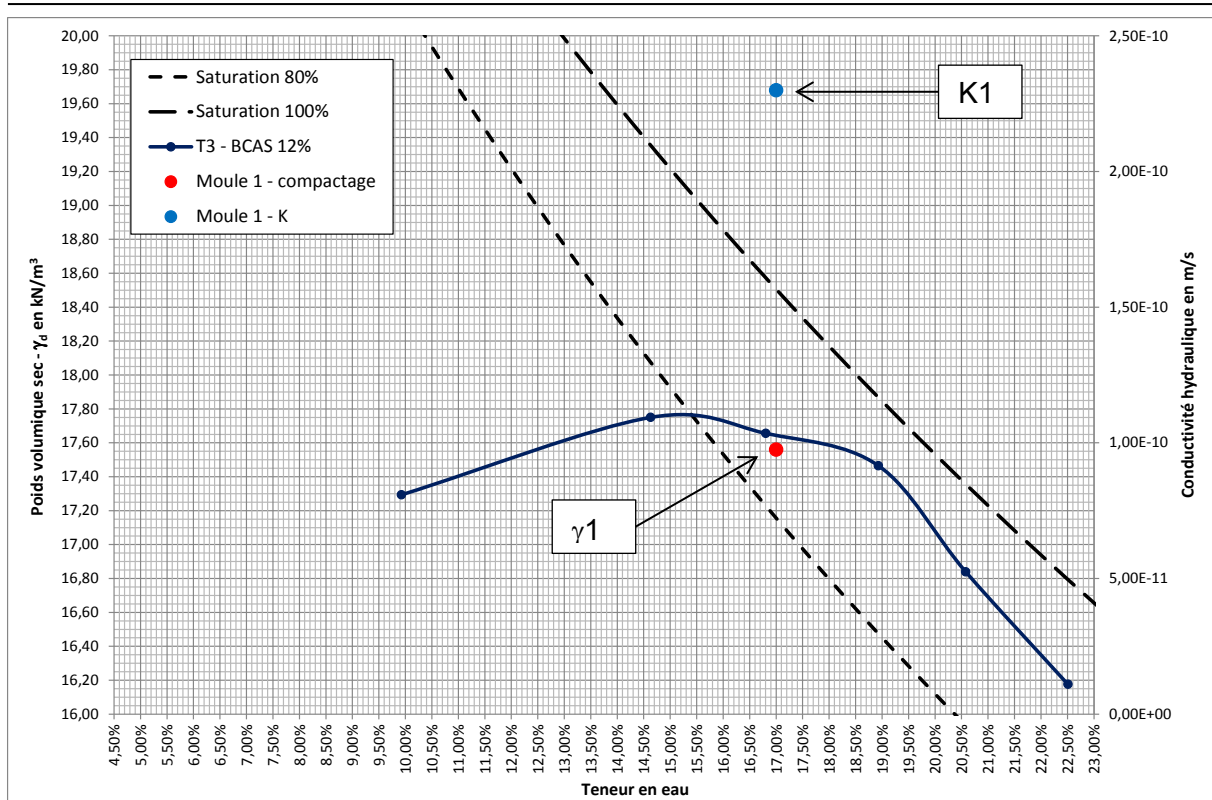


Figure 6-38 : Caractéristiques physiques et conductivité hydraulique du matériau T3-BCAS 12%

Comme pour le matériau T12, l'ajout de 12% de BCAS au matériau T12 permet de diminuer la conductivité hydraulique puisque la valeur pour le matériau T3 sans traitement à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ est de $9,6 \times 10^{-10}$ m/s et celle du matériau T3-BCAS 5% est de $5,4 \times 10^{-10}$ m/s. Cependant il n'y a pas de différence avec la mesure de la conductivité hydraulique T3-BCAS 7% qui est de $2,3 \times 10^{-10}$ m/s. Les deux valeurs moyennes sont identiques, ce qui signifie que les caractéristiques hydrauliques du matériau n'ont pas été améliorées avec l'ajout des 5% de BCAS supplémentaires par rapport à la mesure précédente.

g. Conclusion sur les mesures de la conductivité hydraulique des matériaux T12 et T3 traités à la BCAS

Les résultats de la campagne de mesures des conductivités hydrauliques pour le matériau T12 à w_{OPN} et $w_{OPN}+3\%$ ainsi que les mesures des conductivités hydrauliques pour le matériau traité à $w_{OPN}+2\%$ à 5%, 7% et 12% de BCAS à $w_{OPN}+2\%$ sont données dans le Tableau 6-16 et à la Figure 6-39.

Tableau 6-16 : Résultats de la campagne de mesures des conductivités hydrauliques des matériaux T12 à w_{OPN} et $w_{OPN}+3\%$ et T12-BCAS 5%, 7% et 12% à $w_{OPN}+2\%$

	w_{OPN}	K (en m/s)	Nbr de mesures	Nbr d'échantillons
T12 à w_{OPN}	12,3%	9,3E-09	11	4
T12 à $w_{OPN}+3\%$	12,3%	6,7E-10	12	4
T12-BCAS 5% à $w_{OPN}+2$	15,0%	5,6E-10	5	2
T12-BCAS 7% à $w_{OPN}+2$	16,4%	1,5E-10	3	1
T12-BCAS 12% à $w_{OPN}+2$	17,6%	1,7E-10	5	2

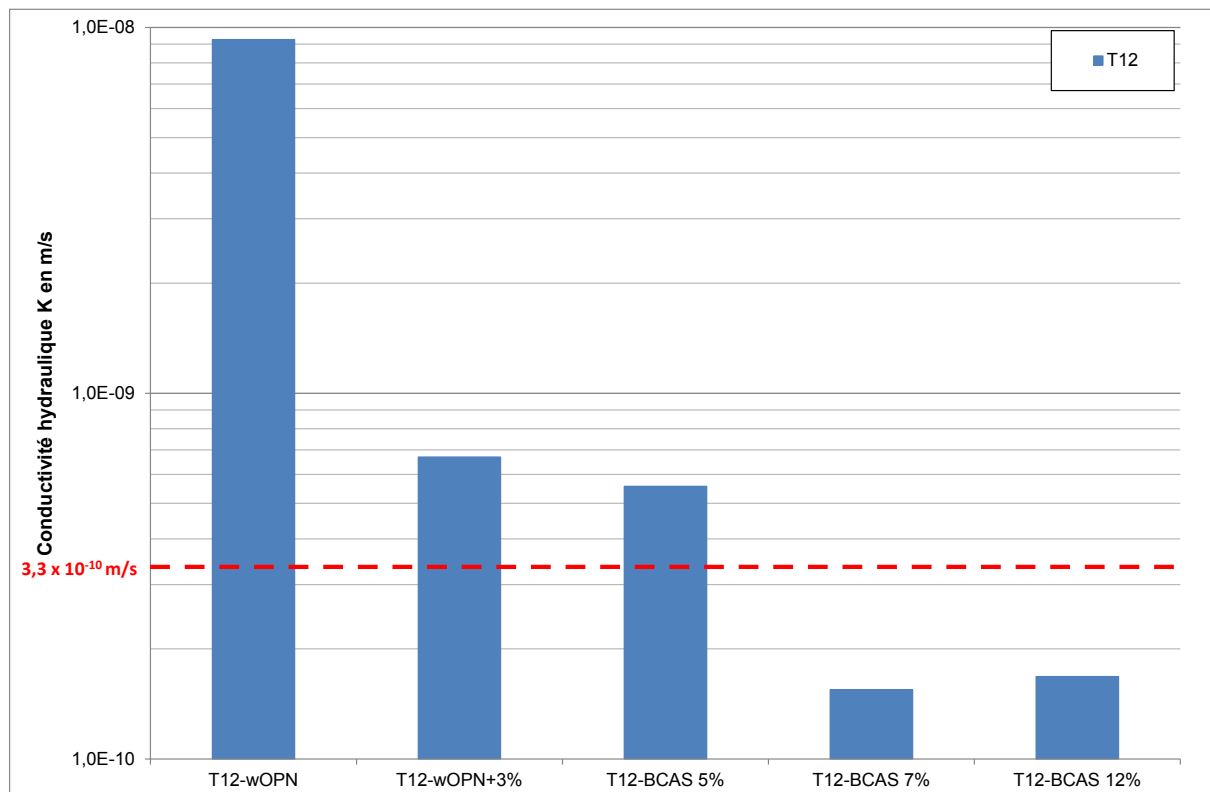


Figure 6-39 : Evolution de la conductivité hydraulique moyenne du matériau T12 en fonction des taux de traitement à la BCAS

Cette campagne de mesures montre que la mise en œuvre du matériau du côté humide de la courbe Proctor normal permet de diminuer la conductivité hydraulique en passant d'une moyenne de $9,3 \times 10^{-9}$ m/s pour le matériau T12 à w_{OPN} à $6,7 \times 10^{-10}$ m/s pour T12 à $w_{OPN}+3\%$. L'ajout de 5% de BCAS permet encore de diminuer la conductivité hydraulique moyenne jusqu'à une valeur de $5,6 \times 10^{-10}$ m/s. Le traitement du matériau T12 à 7% de BCAS permet d'atteindre une conductivité hydraulique de $1,5 \times 10^{-10}$ m/s et de passer sous la valeur cible de $3,3 \times 10^{-10}$ m/s. Lorsque le taux de traitement est encore augmenté jusqu'à 12% cette conductivité hydraulique n'est plus diminuée puisque la valeur atteinte pour ce taux de traitement est de $1,7 \times 10^{-10}$ m/s. Il ne paraît donc pas nécessaire de traiter le matériau à plus de 7% de BCAS.

Les résultats de la campagne de mesures des conductivités hydrauliques du matériau T3 à w_{OPN} et $w_{OPN}+2\%$ ainsi que les mesures de conductivités hydrauliques pour le matériau traité à 5%, 7% et 12% de BCAS à $w_{OPN}+2\%$ sont données dans le Tableau 6-17 et la Figure 6-40.

Tableau 6-17 : Résultats de la campagne de mesures des conductivités hydrauliques des matériaux T3 à w_{OPN} et $w_{OPN}+2\%$ et T3-BCAS 5%, 7% et 12% à $w_{OPN}+2\%$

	w_{OPN}	k (en m/s)	Nbr de mesures	Nbr d'échantillons
T3 à w_{OPN}	11,1%	8,9E-07	25	5
T3 à $w_{OPN}+2\%$	11,1%	9,6E-10	4	2
T3-BCAS 5% à $w_{OPN}+2\%$	14,2%	5,4E-10	4	2
T3-BCAS 7% à $w_{OPN}+2\%$	14,9%	2,3E-10	5	2
T3-BCAS 12% à $w_{OPN}+2\%$	15,2%	2,3E-10	4	2

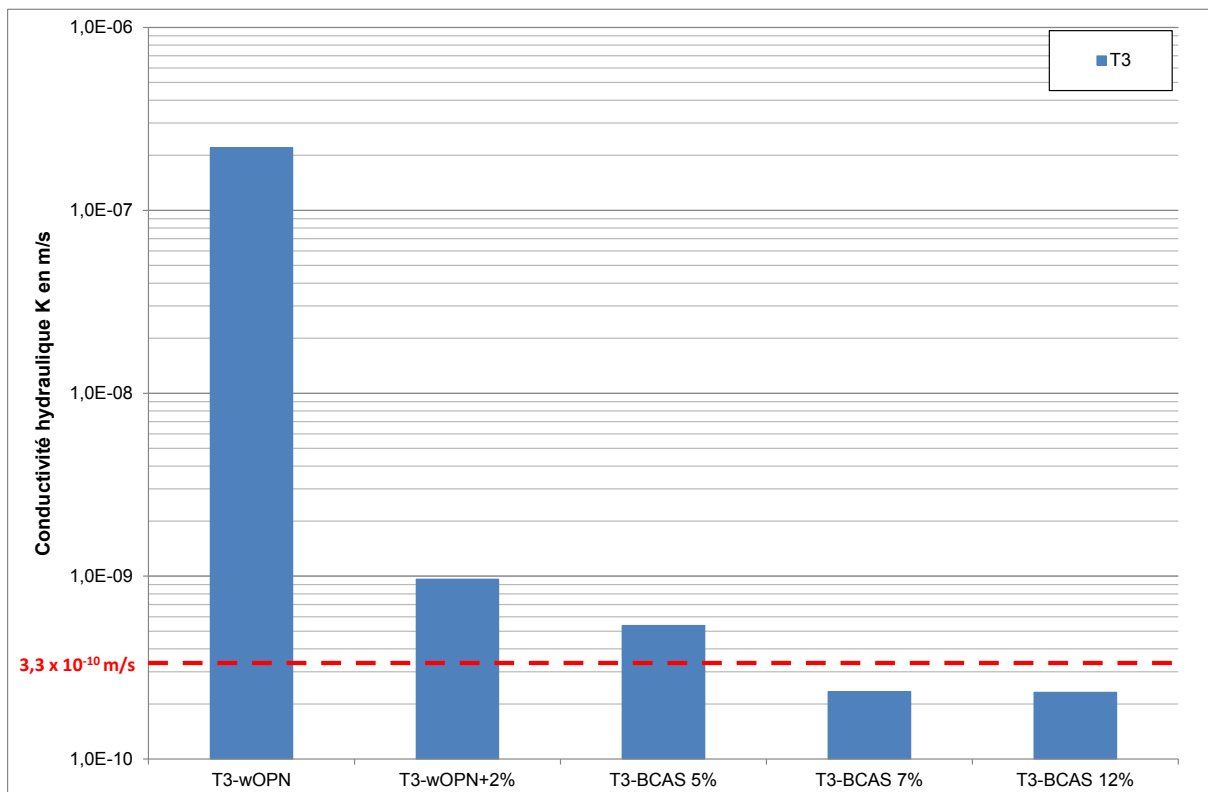


Figure 6-40 : Evolution de la conductivité hydraulique du matériau T3 en fonction des taux de traitement à la BCAS

Cette campagne de mesures montre que la mise en œuvre du matériau du côté humide de la courbe Proctor normal permet de diminuer la conductivité hydraulique passant d'une moyenne de $8,9 \times 10^{-7}$ m/s pour le matériau T3 à w_{OPN} à $9,6 \times 10^{-10}$ m/s pour T3 à $w_{OPN}+2\%$. L'ajout de 5% de BCAS permet encore de diminuer la conductivité hydraulique moyenne jusqu'à une valeur $5,4 \times 10^{-10}$ m/s. Le traitement du matériau T3 à 7% de BCAS permet d'atteindre une conductivité hydraulique moyenne de $2,3 \times 10^{-10}$ m/s. Lorsque le taux de traitement est encore augmenté jusqu'à 12% la conductivité hydraulique n'est plus diminuée puisque la valeur moyenne atteinte pour ce taux de traitement est également de $2,3 \times 10^{-10}$ m/s. Il ne paraît donc pas nécessaire de traiter le matériau à plus de 7% de BCAS.

En conclusion, le comportement hydraulique des deux matériaux traités à la BCAS est similaire. En effet dans les deux cas le taux de 7% de BCAS permet de diminuer la conductivité hydraulique à une valeur moyenne inférieure à la valeur cible de $3,3 \times 10^{-10}$ m/s, valeur qui n'est pas atteinte lorsque le traitement n'est que de 5%. L'augmentation du taux

de traitement à 12% ne permet pas une diminution supplémentaire de la conductivité hydraulique, ce qui montre un palier limite qui ne varie pas même en augmentant le dosage. Ce phénomène a déjà été remarqué dans Chapuis (2002), qui préconise un traitement inférieur à 15%.

Au vu de ces résultats, il semble qu'il soit possible de traiter les deux matériaux avec le même adjuvant, la bentonite calcique activée en sodium, au même taux de 7% pour que les matériaux T12 et T3 aient une conductivité hydraulique qui soit inférieure à la valeur cible de $3,3 \times 10^{-10}$ m/s.

Il faut cependant ajouter que cette étude de traitement a été réalisée uniquement sur la fraction 0/5 mm des matériaux d'autres essais sont donc nécessaires pour conclure.

6.1.3. Comparaison avec les conductivités hydrauliques calculées à partir du coefficient de consolidation

Au chapitre 4 sont présentés des essais oedométriques réalisés sur les échantillons T3 et T12 à w_{OPN} et $w_{OPN}+2\%$ pour T3 et w_{OPN} et $w_{OPN}+3\%$ pour T12. A partir de ces essais, les coefficients C_v ont été calculés par la méthode de Taylor et de Casagrande.

Pour rappel une relation existe entre le module oedométrique, le coefficient C_v et la conductivité hydraulique du matériau :

$$K = \frac{C_v \times \gamma_w}{E_{oed}} \quad [5-12]$$

avec :

- C_v , le coefficient de consolidation (m^2/s),
- E_{oed} , le module oedométrique (kPa),
- γ_w le, poids volumique de l'eau (kN/m^3),
- K , la conductivité hydraulique (m/s).

Il est donc possible de comparer les conductivités hydrauliques calculées par cette méthode et les conductivités hydrauliques mesurées à l'oedopéréamètre pour la même contrainte de consolidation.

Cette comparaison a été faite pour les matériaux T12 (à w_{OPN} et $w_{OPN}+3\%$) et T3 (à w_{OPN} et $w_{OPN}+2\%$) avec le module oedométrique calculé pour la même contrainte de consolidation que celle utilisée pour la mesure de la conductivité hydraulique 26 kPa.

6.1.3.1. Conductivités hydrauliques du matériau type T12

Pour le matériau T12 à w_{OPN} (voir Tableau 6-18), la mesure de la conductivité hydraulique moyenne ne peut être comparée qu'à la conductivité hydraulique calculée provenant du calcul de C_v par la méthode de Taylor (k_{Taylor}), ce C_v étant injecté dans l'équation [5-12]. La conductivité hydraulique est de $3,2 \times 10^{-9}$ m/s alors que la conductivité hydraulique mesurée moyenne est de $9,3 \times 10^{-9}$ m/s. Ces résultats sont du même ordre de grandeur.

Pour le matériau T12 à $w_{OPN} +3\%$, (voir Tableau 6-19), la mesure de la conductivité hydraulique moyenne peut également être comparée à la conductivité hydraulique calculée provenant du calcul de C_v par la méthode de Taylor (k_{Taylor}). Cette valeur vaut $1,8 \times 10^{-9}$ m/s

alors que la conductivité hydraulique mesurée moyenne est de $6,7 \times 10^{-10}$ m/s. Ces résultats sont légèrement différents mais restent comparables.

En conclusion, la méthode de Taylor permet d'évaluer sur le matériau T12 l'ordre de grandeur de la conductivité hydraulique.

Tableau 6-18: Comparaison des conductivités hydrauliques calculées par la méthode de Casagrande, de Taylor et celles mesurées, pour le matériau type T12 à w_{OPN}

Contrainte appliquée σ_v (kPa)	$k_{\text{Casagrande}}$ (m/s)	k_{Taylor} (m/s)	Moyenne $k_{\text{mesurée}}$ (m/s)
13	-	$1,1 \times 10^{-8}$	-
26	-	$3,2 \times 10^{-9}$	$9,3 \times 10^{-9}$
52	-	$3,2 \times 10^{-9}$	-
104	$1,14 \times 10^{-8}$	$5,2 \times 10^{-10}$	-
208	$3,59 \times 10^{-10}$	$2,0 \times 10^{-9}$	-
416	$3,37 \times 10^{-10}$	$1,3 \times 10^{-9}$	-
841	$2,44 \times 10^{-10}$	$9,5 \times 10^{-10}$	-

Tableau 6-19: Comparaison des conductivités hydrauliques calculées par la méthode de Casagrande, de Taylor et celles mesurées, pour le matériau type T12 à $w_{OPN} + 3\%$

Contrainte appliquée σ_v (kPa)	$k_{\text{Casagrande}}$ (m/s)	k_{Taylor} (m/s)	Moyenne $k_{\text{mesurée}}$ (m/s)
13	-	$6,6 \times 10^{-10}$	-
26	-	$1,8 \times 10^{-9}$	$6,7 \times 10^{-10}$
52	$1,02 \times 10^{-9}$	$5,4 \times 10^{-9}$	-
104	$8,45 \times 10^{-10}$	$3,8 \times 10^{-9}$	-
208	$7,32 \times 10^{-10}$	$3,2 \times 10^{-9}$	-
416	$3,36 \times 10^{-10}$	$7,9 \times 10^{-10}$	-
841	$2,80 \times 10^{-10}$	$9,1 \times 10^{-10}$	-

6.1.3.2. Conductivités hydrauliques du matériau type T3

Pour le matériau T3 à w_{OPN} , la mesure de la conductivité hydraulique peut être comparée pour l'échantillon confiné à 26 kPa mais uniquement avec la conductivité hydraulique calculée en utilisant le C_v déterminé par la méthode de Taylor. Dans ce cas, la conductivité hydraulique mesurée est bien supérieure à la conductivité hydraulique calculée d'un facteur 1000 environ (voir Tableau 6-20). La méthode de Taylor ne semble donc pas permettre de donner l'ordre de grandeur de la conductivité hydraulique du matériau T3.

Tableau 6-20: Comparaison des conductivités hydrauliques calculées par la méthode de Casagrande, de Taylor et celles mesurées, pour le matériau type T3 à w_{OPN}

Contrainte appliquée σ_v (kPa)	$k_{Casagrande}$ (m/s)	k_{Taylor} (m/s)	Moyenne $k_{mesurée}$ (m/s)
13	-	$3,03 \times 10^{-10}$	-
26	-	$9,43 \times 10^{-10}$	$2,2 \times 10^{-7}$
52	-	$6,48 \times 10^{-10}$	-
104	-	$8,38 \times 10^{-10}$	-
208	$1,33 \times 10^{-10}$	$1,56 \times 10^{-9}$	-
416	$4,15 \times 10^{-10}$	$1,43 \times 10^{-9}$	-
841	$3,18 \times 10^{-10}$	$9,57 \times 10^{-10}$	-

Pour le matériau T3 à $w_{OPN}+2\%$, la comparaison ne peut se faire également qu'avec le coefficient de consolidation calculé par la méthode de Taylor. On peut remarquer que les valeurs sont très proches (voir Tableau 6-21).

Tableau 6-21: Comparaison des conductivités hydrauliques calculées par la méthode de Casagrande, de Taylor pour le matériau type T3 à $w_{OPN}+2\%$

Contrainte appliquée σ_v (kPa)	$k_{Casagrande}$ (m/s)	k_{Taylor} (m/s)	Moyenne $k_{mesurée}$ (m/s)
26	-	$9,09 \times 10^{-10}$	$9,6 \times 10^{-10}$
52	$7,59 \times 10^{-10}$	$1,24 \times 10^{-9}$	-
104	$7,55 \times 10^{-10}$	$9,00 \times 10^{-10}$	-
260	$6,32 \times 10^{-10}$	$1,90 \times 10^{-9}$	-
520	$3,54 \times 10^{-10}$	$1,22 \times 10^{-9}$	-
1054	$2,86 \times 10^{-10}$	$8,19 \times 10^{-10}$	-

6.2. Mesure de la conductivité hydraulique au perméamètre à parois rigides type moule CBR

La campagne de mesures des conductivités hydrauliques à l'oedoperméamètre a permis de déterminer qu'un traitement à 7% à la BCAS permettait d'atteindre une valeur de conductivité hydraulique inférieure à la valeur cible de $3,3 \times 10^{-10}$ m/s. Cette valeur est atteinte sur la fraction 0/5mm des matériaux traités. Il nous a paru intéressant, pour vérifier l'efficacité du traitement, de contrôler si, sur une fraction granulométrique des matériaux plus importante, les mêmes résultats sont observés. L'oedoperméamètre ne permet pas cela, du fait des dimensions trop petites des échantillons testés.

Dans le but de mesurer la conductivité hydraulique d'une fraction granulométrique plus importante des matériaux T12 et T3 traités à 7% de BCAS, nous avons choisi d'utiliser le perméamètre à parois rigides type moule CBR.

Ce perméamètre présente l'avantage d'avoir des dimensions nettement plus importantes que celles des cellules de mesure de l'oedoperméamètre, à savoir l'échantillon à un diamètre de 15,24 cm (7 cm pour l'oedoperméamètre) et une hauteur de 12,1 cm maximum

(2 cm pour les échantillons à l'oedoperméamètre). Cependant avec ce système aucune contrainte axiale ne pourra être appliquée.

6.2.1. Principe et méthodologie de l'essai

6.2.1.1. Principe de la mesure de la conductivité hydraulique au perméamètre à parois rigides type moule CBR

La mesure de la conductivité hydraulique au perméamètre à parois rigides consiste à compacter le matériau à tester directement dans le moule à l'énergie du Proctor normal. Une fois que le moule est rempli, on place le couvercle étanche. Le moule est muni d'une entrée d'eau amont sur le dessus et d'une sortie en aval (voir Figure 6-41). La mesure s'effectue ensuite classiquement à charge hydraulique variable comme pour l'oedoperméamètre (voir Figure 6-42).

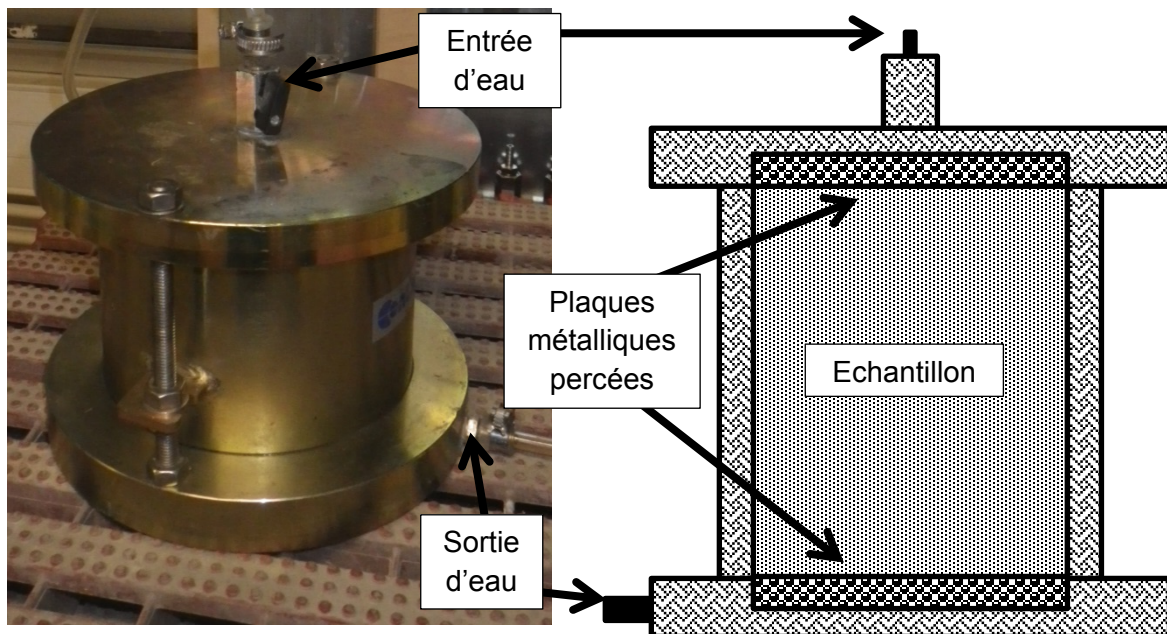


Figure 6-41 : Perméamètre à parois rigides type moule CBR

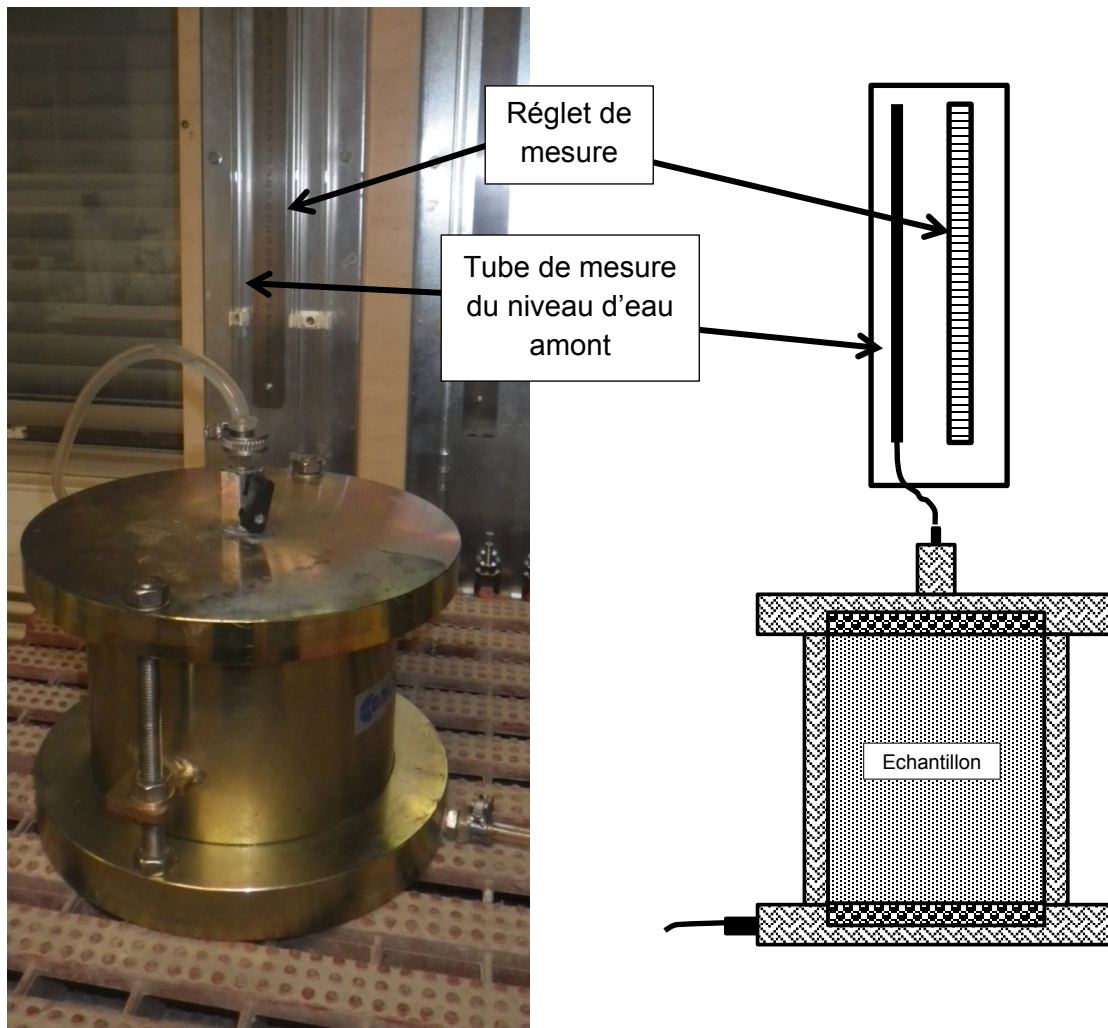


Figure 6-42 : Schéma du système de perméamètre à parois rigides type moule CBR

L'interprétation de cet essai s'effectue donc de la même manière que pour l'essai à l'oedoperméamètre, en utilisant l'équation [6-1].

La mesure de la conductivité hydraulique d'un matériau avec ce type de perméamètre à parois rigides s'effectue en quatre étapes qui sont :

- Préparation du matériau (mélange éventuel avec des adjuvants, mise à la teneur en eau voulue),
- Remplissage du perméamètre avec le matériau et compactage à l'énergie du Proctor normal en plusieurs couches directement dedans (le nombre de couches et l'énergie de compactage utilisée dépendent des valeurs souhaitées). Fermeture étanche du perméamètre,
- Mise en saturation de l'échantillon, cette étape peut être très longue au vu de la dimension de l'échantillon lorsque la conductivité hydraulique est faible,
- Mesure de la conductivité hydraulique par suivi de la baisse du niveau d'eau dans le tube de mesure (dans le cas d'un essai à charge variable).

La dernière étape pourra être, comme dans le cas des mesures à l'oedoperméamètre, répétée à plusieurs reprises.

Comme dans le reste de l'étude, l'eau utilisée est l'eau du réseau, désaérée.

Dans notre cas nous avons choisi de ne pas remplir le perméamètre sur toute sa hauteur pour limiter les temps de saturation, qui au vu des résultats des mesures des conductivités hydrauliques des matériaux étudiés et présentés au paragraphe 6.1, serait très long.

Nous avons donc choisi de ne réaliser qu'une couche du perméamètre, de 5 cm de hauteur compactée à l'énergie du Proctor normal (ce qui correspond à une couche de sol compacté à l'énergie Proctor normal dans un moule CBR). Le reste du perméamètre est rempli avec des billes de verre de 1 cm de diamètre (voir Figure 6-43) afin de conserver l'effet de confinement du moule et empêcher le gonflement du matériau lorsqu'il est fermé. Les billes de verre ont une conductivité hydraulique bien supérieure à celle des matériaux étudiés. La perte de charge due aux billes sera négligeable dans notre étude.

Pour ces essais nous avons choisi de doubler la taille des plus gros grains constituant l'échantillon (passant de 5mm à 10mm). L'épaisseur de l'échantillon a également été doublée (passant de 2 cm à 5 cm). Le gradient hydraulique initial a été conservé à 6, ce qui correspond à une charge initiale de 25 cm à l'amont de l'entrée d'eau.

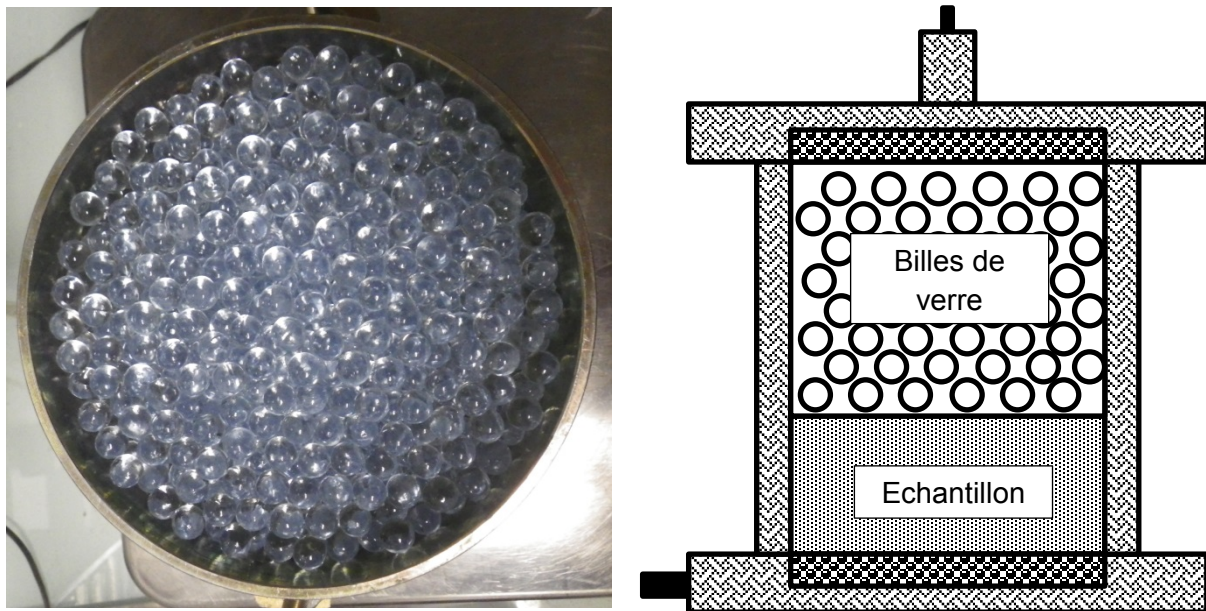


Figure 6-43 : Schéma du perméamètre parois rigide type moule CBR avec une couche de 5 cm de matériau et rempli ensuite de billes de verre

Au vu de la dimension de l'échantillon choisie, nous testerons la fraction 0/10mm, des matériaux T12 et T3 (ce qui revient à ajouter 7% du matériau testé pour T12 et 25% pour T3). La fraction 0/5mm sera également testée avec ce matériel afin de pouvoir comparer les deux méthodes (oedoperméamètre – CBR) et aussi de voir l'influence de la granulométrie.

Ainsi quatre matériaux seront testés, à savoir :

- T12-BCAS 7% - 0/5mm (fraction 0/5mm du matériau T12 traité à 7% de BCAS),
- T12-BCAS 7% - 0/10mm (fraction 0/10mm du matériau T12 traité à 7% de BCAS),
- T3-BCAS 7% - 0/5mm (fraction 0/5mm du matériau T3 traité à 7% de BCAS),
- T3-BCAS 7% - 0/10mm (fraction 0/10mm du matériau T3 traité à 7% de BCAS),

Comme pour l'étude à l'oedoperméamètre, les matériaux seront compactés à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ à l'énergie du Proctor normal.

6.2.1.2. Préparation des échantillons

Pour réaliser une couche de 5 cm d'épaisseur dans le perméamètre à parois rigides de type CBR il est nécessaire de préparer 2 kg de la fraction de matériau que l'on souhaite tester. La première étape consiste donc, comme pour la préparation des matériaux pour les mesures à l'oedoperméamètre, à quarter les matériaux T12 et T3 puis à tamiser soit à 5 mm soit à 10 mm, pour obtenir les deux fractions que l'on souhaite tester.

Une fois les matériaux tamisés, la BCAS à un taux de 7% est ajouté en voie sèche, puis l'eau est ajoutée afin d'arriver à une teneur en eau $w_{OPN}+2\%$. Le matériau est mélangé puis mis à maturation dans un sac fermé hermétiquement pendant 3 jours.

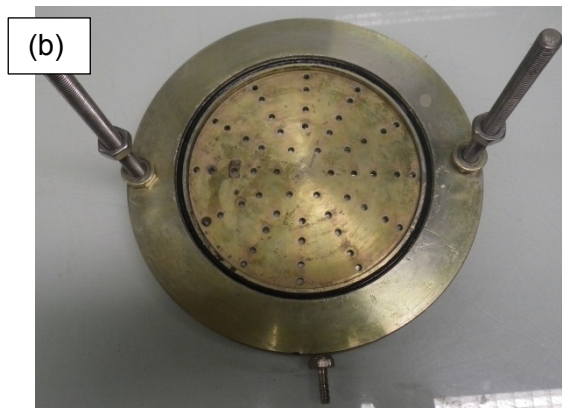
Après maturation, la quantité exacte de matériau nécessaire à la réalisation de la couche de 5 cm est prélevée. Le reste du matériau préparé et mûré est utilisé pour mesurer la teneur en eau.

Durant toute cette procédure, des pesées sont réalisées à chaque étape afin de pouvoir vérifier que les conditions de compactage sont respectées.

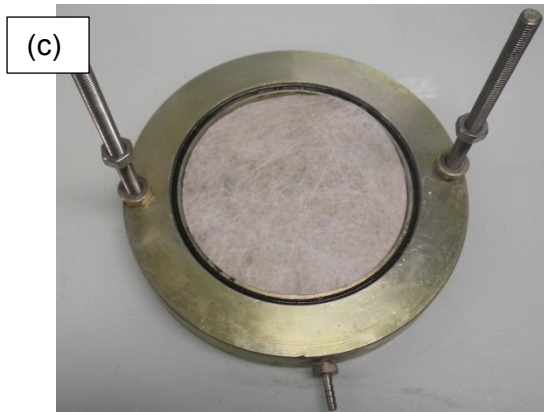
L'ensemble des étapes pour le montage du perméamètre à parois rigides est donné sur la Figure 6-44. La première étape consiste à positionner la plaque métallique percée au fond du perméamètre (a et b). Cette plaque est surmontée d'un filtre grille métallique et géotextile, évitant les pertes de fines (c). La paroi du perméamètre est fixée (d) et la masse de matériau prélevé est insérée (e), compactée à l'énergie Proctor normal puis lissée (f). La hauteur de la couche compactée est alors mesurée en 6 points sur tout le périmètre, afin de pouvoir vérifier que le matériau est bien dans les conditions souhaitées. Un filtre est positionné au-dessus de la couche compactée (g), les billes de verres sont ajoutées pour combler le perméamètre (h). De l'eau est ajoutée pour remplir les espaces entre les billes de verres (i). Enfin le perméamètre est fermé (j).



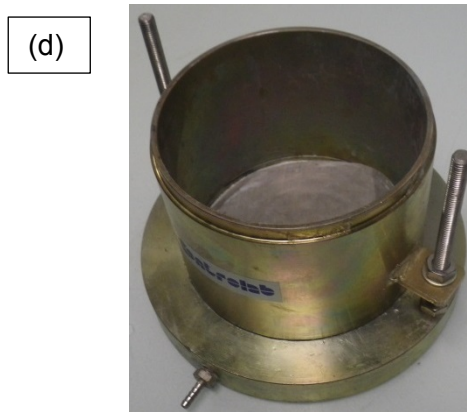
Base du perméamètre à parois rigides CBR



Mise en place de la plaque percée au fond



Mise en place du filtre sous le matériau



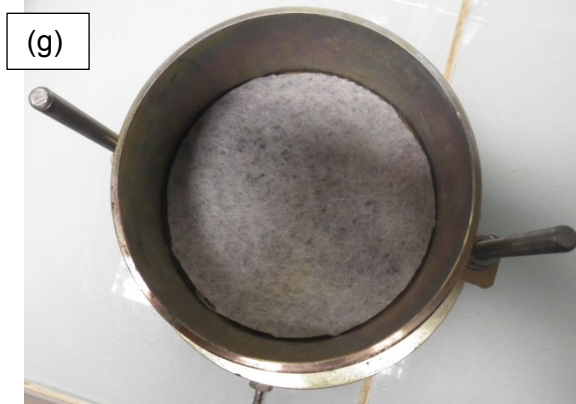
Mise en place de la paroi du perméamètre



Mise en place du matériau avant compactage



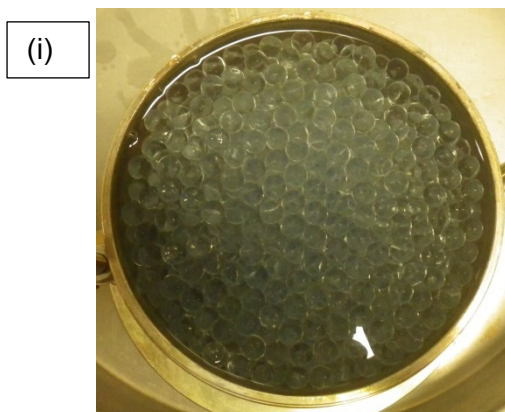
Echantillon après compactage et lissage



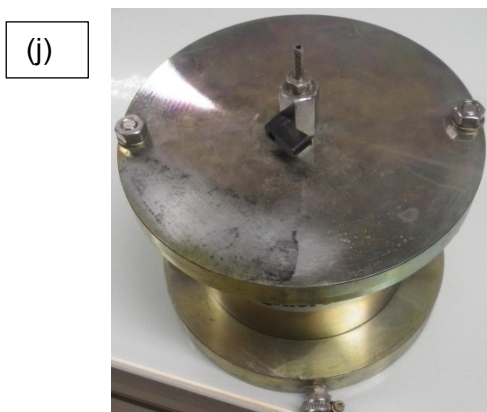
Positionnement du filtre sur l'échantillon



Mise en place des billes pour remplir le vide



Remplissage du perméamètre avec de l'eau



Fermeture du perméamètre

Figure 6-44 : Etape de préparation d'un perméamètre à parois rigides type moule CBR

Une fois le perméamètre fermé, il est relié au tube de mesure, la charge hydraulique est alors appliquée et la saturation débute.

Pour éviter une désaturation de l'échantillon par le bas durant l'essai, un système permettant de garder en permanence le fond du moule rempli a été mis en place (voir Figure 6-45).

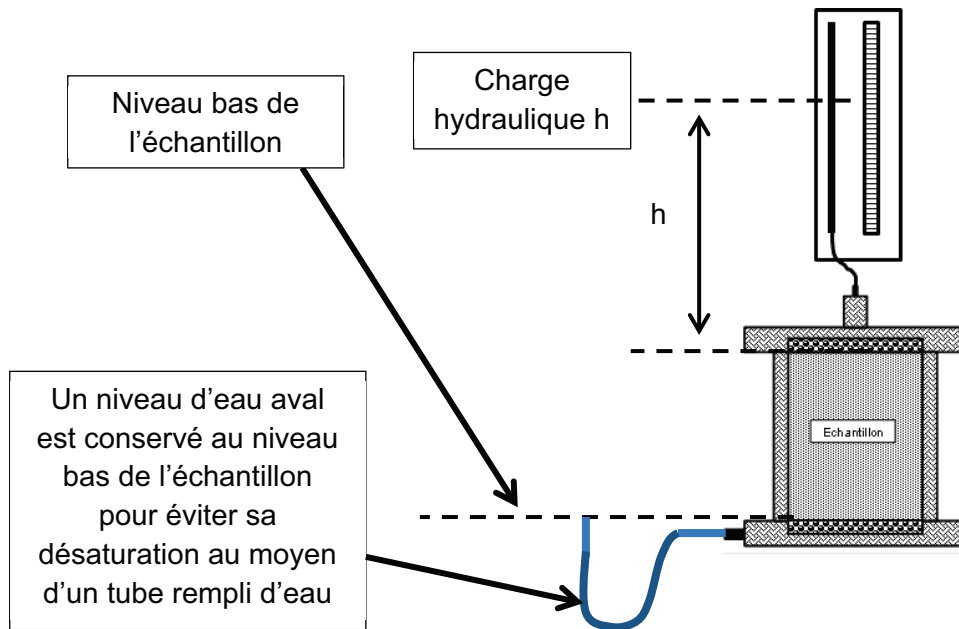


Figure 6-45 : Schéma de principe du système permettant d'éviter une désaturation de l'échantillon par le bas

Une fois la phase de saturation terminée, la phase de mesure débute. Elle consiste à suivre la diminution de la charge amont dans le tube de mesure. Cette phase est répétée plusieurs fois.

6.2.2. Résultats de la campagne de mesure

6.2.2.1. T12-BCAS 7%

a. Fraction 0/5mm du matériau T12 traité à 7% de BCAS

Le premier échantillon testé est la fraction 0/5 mm du matériau T12 traité à 7% de BCAS (dans la suite il est appelé T12-BCAS 7%-0/5-CBR). L'objectif de teneur en eau pour cet échantillon est $w_{OPN}+2\%$ ce qui correspond à une teneur en eau w de 18,4%. Cette teneur en eau correspond à un poids volumique sec de $17,30 \text{ kN/m}^3$.

Les caractéristiques géométriques et physiques de cet échantillon après compactage dans le perméamètre type CBR sont données dans le Tableau 6-22. La hauteur de l'échantillon est calculée en faisant la moyenne des 6 mesures réparties sur tout le périmètre de l'échantillon.

Tableau 6-22 : T12-BCAS 7%-0/5-CBR caractéristiques après compactage dans le perméamètre

Diamètre	15,24 cm
Hauteur (après compactage)	5,05 cm
Teneur en eau initiale	18,1%
Poids volumique sec	17,47 kN/m ³
w_{OPN} + 2%	18,4 %
γ_d Proctor	17,3 kN/m ³

On peut remarquer qu'il y a peu d'écart entre les valeurs recherchées et les valeurs obtenues après compactage.

Après saturation, quatre mesures de la conductivité hydraulique ont été réalisées sur cet échantillon.

Comme pour les résultats obtenus à l'oedoperméamètre, la Figure 6-46 présente les logarithmes des rapports $h_0/h(t)$ en fonction du temps pour les quatre mesures effectuées.

Les valeurs des conductivités hydrauliques sont données dans le Tableau 6-23.

Tableau 6-23 : Conductivité hydraulique du matériau T12-BCAS 7%-0/5-CBR

Echantillon	Conductivité hydraulique
T12-BCAS 7%-0/5-CBR – Mesure 1	$9,3 \times 10^{-11}$ m/s
T12-BCAS 7%-0/5-CBR – Mesure 2	$9,7 \times 10^{-11}$ m/s
T12-BCAS 7%-0/5-CBR – Mesure 3	$8,0 \times 10^{-11}$ m/s
T12-BCAS 7%-0/5-CBR – Mesure 4	$8,4 \times 10^{-11}$ m/s

On remarque que les quatre mesures sont très proches les unes des autres ce qui montre que l'essai est bien répétable.

La conductivité hydraulique moyenne de cet échantillon est de $8,9 \times 10^{-11}$ m/s.

La conductivité hydraulique du matériau T12 traité à 7% de BCAS mesurée à l'oedoperméamètre était de $1,5 \times 10^{-10}$ m/s. Les deux valeurs sont très proches, même si la valeur mesurée au perméamètre à parois rigides type CBR est légèrement plus faible, l'ordre de grandeur est conservé. On peut conclure que les deux systèmes de mesure (oedoperméamètre et perméamètre à parois rigides) permettent de mesurer le même paramètre pour un matériau identique.

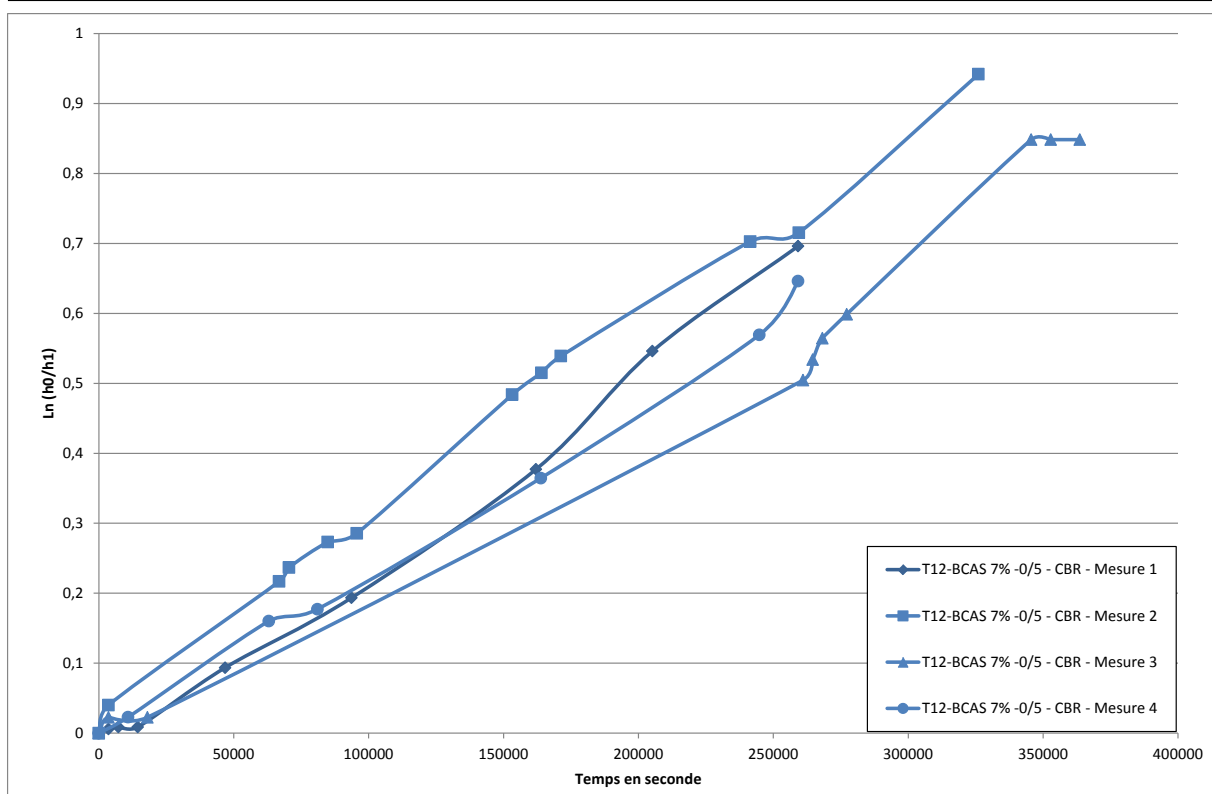


Figure 6-46 : Mesure de la conductivité hydraulique pour l'échantillon T12-BCAS 7%-0/5-CBR à la teneur en eau w_{OPN} 2%, au perméamètre à parois rigides type CBR

b. Fraction 0/10mm du matériau T12 traité à 7% de BCAS

Le second échantillon testé est la fraction 0/10 mm du matériau T12 traité à 7% de BCAS, le taux de traitement étant relatif au matériau testé (dans la suite il est appelé T12-BCAS 7%-0/10-CBR). L'objectif de teneur en eau pour cet échantillon est identique à celui sur la fraction 0/5mm ce qui correspond à une teneur en eau w de 18,4% ($w_{OPN}+2\%$ de la fraction 0/5 mm). Cette teneur en eau correspond à un poids volumique sec de 17,30 kN/m³.

Les caractéristiques géométriques et physiques de cet échantillon après compactage dans le perméamètre type CBR sont données dans le Tableau 6-24.

Tableau 6-24 : T12-BCAS 7%-0/10-CBR caractéristiques après compactage dans le perméamètre

Diamètre	15,24 cm
Hauteur (après compactage)	5,08cm
Teneur en eau initiale	18,6%
Poids volumique sec	17,30 kN/m ³
$w_{OPN} + 2\%$ (de la fraction 0/5 mm)	18,4 %
γ_d Proctor (de la fraction 0/5 mm)	17,3 kN/m ³

Après saturation, cinq mesures de la conductivité hydraulique ont été réalisées sur cet échantillon.

La Figure 6-47 présente les logarithmes des rapports $h_0/h(t)$ en fonction du temps pour les cinq mesures effectuées.

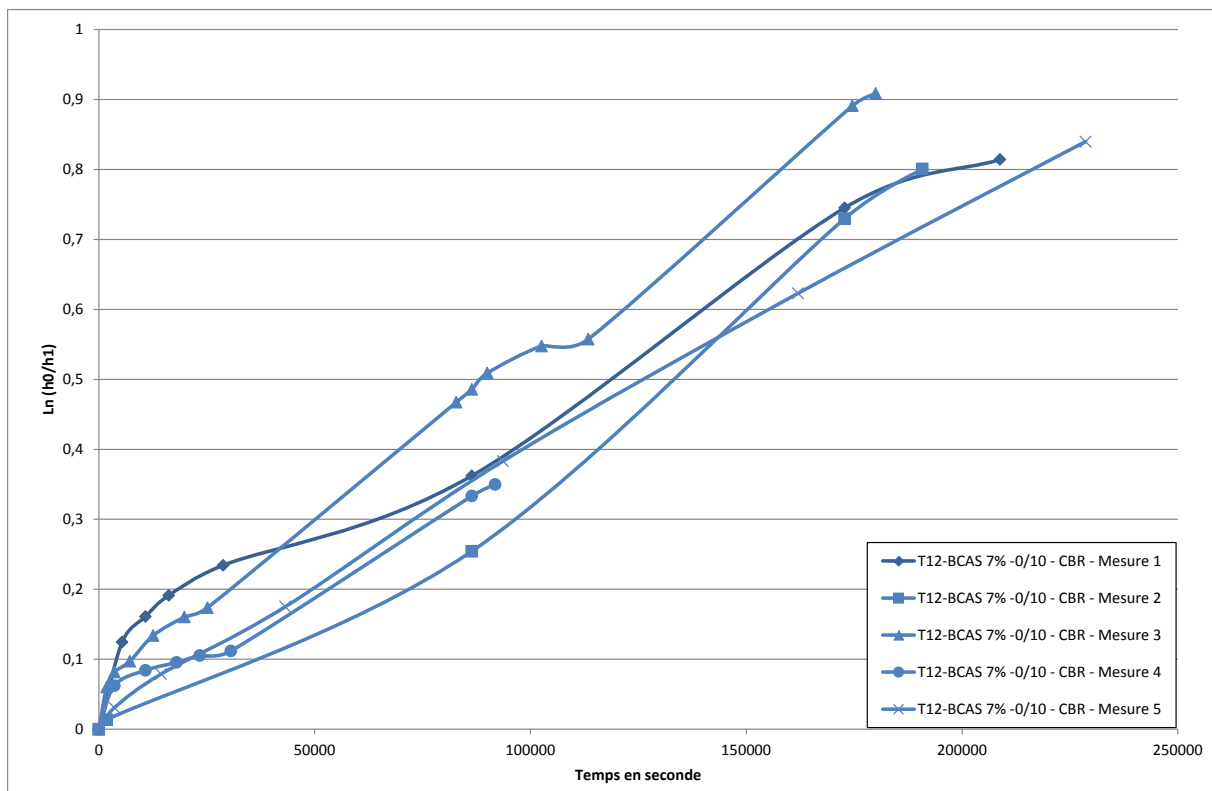


Figure 6-47 : Mesure de la conductivité hydraulique pour l'échantillon T12-BCAS 7%-0/10-CBR à la teneur en eau w_{OPN} 2%, au perméamètre à parois rigides type CBR

Les valeurs des conductivités hydrauliques sont données dans le Tableau 6-25.

Tableau 6-25 : Conductivité hydraulique du matériau T12-BCAS 7%-0/10-CBR

Echantillon	Conductivité hydraulique
T12-BCAS 7%-0/10-CBR – Mesure 1	$1,2 \times 10^{-10}$ m/s
T12-BCAS 7%-0/10-CBR – Mesure 2	$1,5 \times 10^{-10}$ m/s
T12-BCAS 7%-0/10-CBR – Mesure 3	$1,7 \times 10^{-10}$ m/s
T12-BCAS 7%-0/10-CBR – Mesure 4	$1,2 \times 10^{-10}$ m/s
T12-BCAS 7%-0/10-CBR – Mesure 5	$1,3 \times 10^{-10}$ m/s

On remarque que les cinq mesures sont très proches les unes des autres, ce qui montre que l'essai est bien répétable.

La conductivité hydraulique moyenne de cet échantillon est de $1,4 \times 10^{-10}$ m/s.

Il y a peu de différence entre la conductivité hydraulique mesurée sur la fraction 0/5 mm traitée à 7% de BCAS ($8,9 \times 10^{-11}$ m/s) et la fraction 0/10 mm traitée elle aussi à 7% de BCAS ($1,4 \times 10^{-10}$ m/s). Les deux valeurs obtenues sont du même ordre de grandeur ce qui signifie que l'influence de la fraction (5-10mm, qui représente 7% du matériau testé) est faible sur le comportement hydraulique.

La valeur moyenne mesurée au perméamètre à parois rigides type CBR sur la fraction 0/10 mm est identique à la valeur mesurée sur la fraction 0/5mm à l'oedoperméamètre ($1,5 \times 10^{-10}$ m/s).

c. Conclusion

Les mesures de la conductivité hydraulique au perméamètre à parois rigides type CBR ont montré que cette méthode donnait des résultats comparables à la méthode de l'oedoperméamètre (voir Figure 6-48). Cependant l'utilisation du perméamètre à parois rigides type CBR ne permet pas de placer l'échantillon sous une contrainte de confinement pendant l'essai. Son avantage réside néanmoins dans les grandes dimensions de l'échantillon permettant ainsi de tester des matériaux à granulométrie plus importante.

De plus cette étude a montré que pour le matériau T12, le traitement de la fraction 0/5mm et de la fraction 0/10mm à 7% de BCAS sont très voisines (voir Figure 6-48).

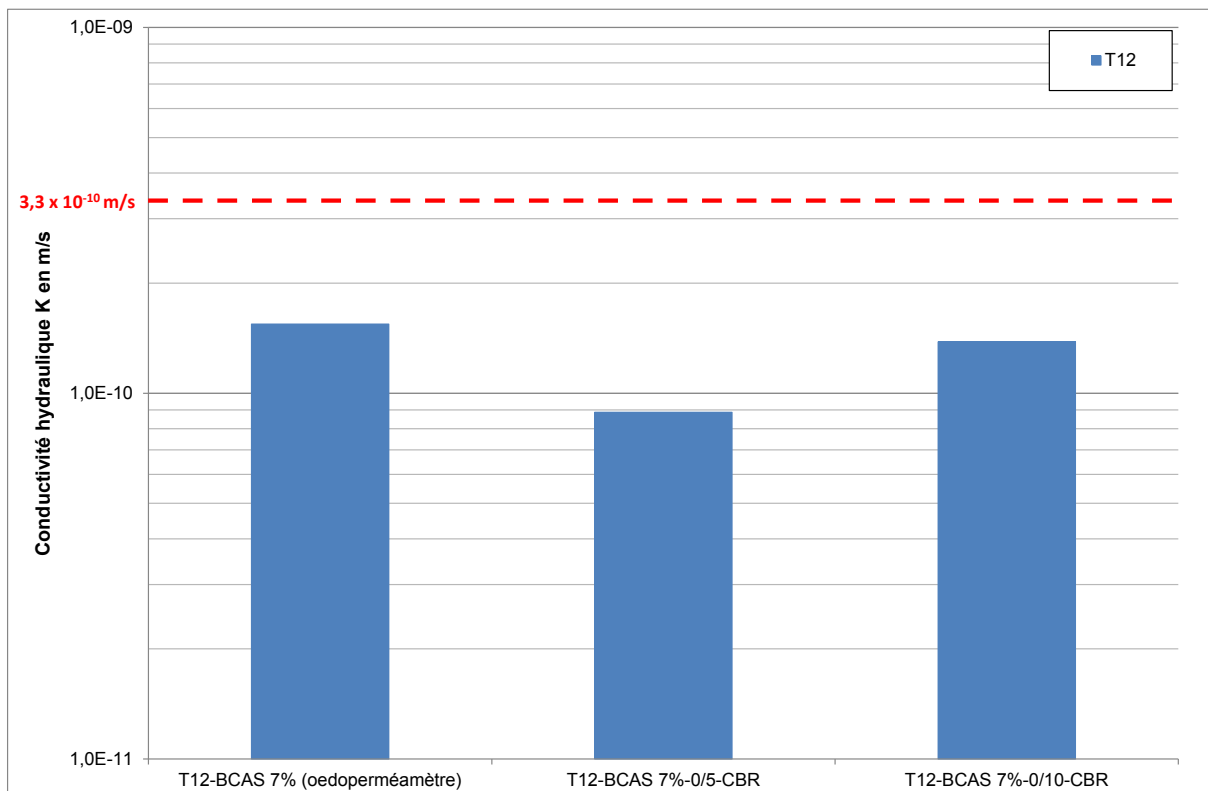


Figure 6-48 : Comparaison des conductivités hydrauliques du matériau T12 traité à 7% de BCAS mesurées à l'oedoperméamètre et au perméamètre à parois rigides type CBR sur deux fractions granulométriques différentes

En conclusion, l'impact de l'augmentation de la granulométrie passant de 0/5mm à 0/10mm semble avoir peu d'influence sur la conductivité hydraulique du matériau T12. Les essais à l'oedoperméamètre paraissent bien représentatifs.

On notera que le pourcentage d'ajout de BCAS se fait par rapport à la masse sèche totale. La texture du matériau ne semble pas impacter, bien que le mélange sol-BCAS soit modifié par l'ajout d'une fraction grossière 5/10mm.

6.2.2.2. T3-BCAS 7%

Les fractions (0/5mm) et (0/10mm) du matériau T3 ont également été testées au perméamètre à parois rigides de type CBR.

a. *Fraction 0/5mm du matériau T3 traité à 7% de BCAS*

Le premier échantillon testé est la fraction 0/5 mm du matériau T3 traité à 7% de BCAS (dans la suite il est appelé T3-BCAS 7%-0/5-CBR). L'objectif de teneur en eau pour cet échantillon est $w_{OPN}+2\%$ ce qui correspond à une teneur en eau w de 16,9%. Cette teneur en eau correspond à un poids volumique sec de $18,05 \text{ kN/m}^3$.

Les caractéristiques géométriques et physiques de cet échantillon après compactage dans le perméamètre type CBR sont données dans le Tableau 6-26. La hauteur de l'échantillon est calculée en faisant la moyenne des 6 mesures réparties sur tout le périmètre de l'échantillon.

Tableau 6-26 : T3-BCAS 7%-0/5-CBR caractéristiques après compactage dans le perméamètre

Diamètre	15,24 cm
Hauteur (après compactage)	5,13 cm
Teneur en eau initiale	16,6%
Poids volumique sec	$17,91 \text{ kN/m}^3$
$w_{OPN} + 2\%$	16,9 %
γ_d Proctor	$18,05 \text{ kN/m}^3$

On peut remarquer qu'il y a peu d'écart entre les valeurs recherchées et les valeurs obtenues après compactage.

Après saturation, quatre mesures de la conductivité hydraulique ont été réalisées sur cet échantillon.

Comme pour les résultats obtenus à l'oedoperméamètre, la Figure 6-46 présente les rapports $h_0/h(t)$ en fonction du temps pour les cinq mesures effectuées.

Les valeurs des conductivités hydrauliques sont données dans le Tableau 6-27.

Tableau 6-27 : Conductivité hydraulique du matériau T3-BCAS 7%-0/5-CBR

Echantillon	Conductivité hydraulique
T3-BCAS 7%-0/5-CBR – Mesure 1	$2,2 \times 10^{-10} \text{ m/s}$
T3-BCAS 7%-0/5-CBR – Mesure 2	$1,9 \times 10^{-10} \text{ m/s}$
T3-BCAS 7%-0/5-CBR – Mesure 3	$2,3 \times 10^{-10} \text{ m/s}$
T3-BCAS 7%-0/5-CBR – Mesure 4	$2,0 \times 10^{-10} \text{ m/s}$
T3-BCAS 7%-0/5-CBR – Mesure 5	$1,5 \times 10^{-10} \text{ m/s}$

On remarque que les cinq mesures sont très proches les unes des autres, ce qui montre que l'essai est bien répétable.

La conductivité hydraulique moyenne de cet échantillon est de $2,0 \times 10^{-10} \text{ m/s}$.

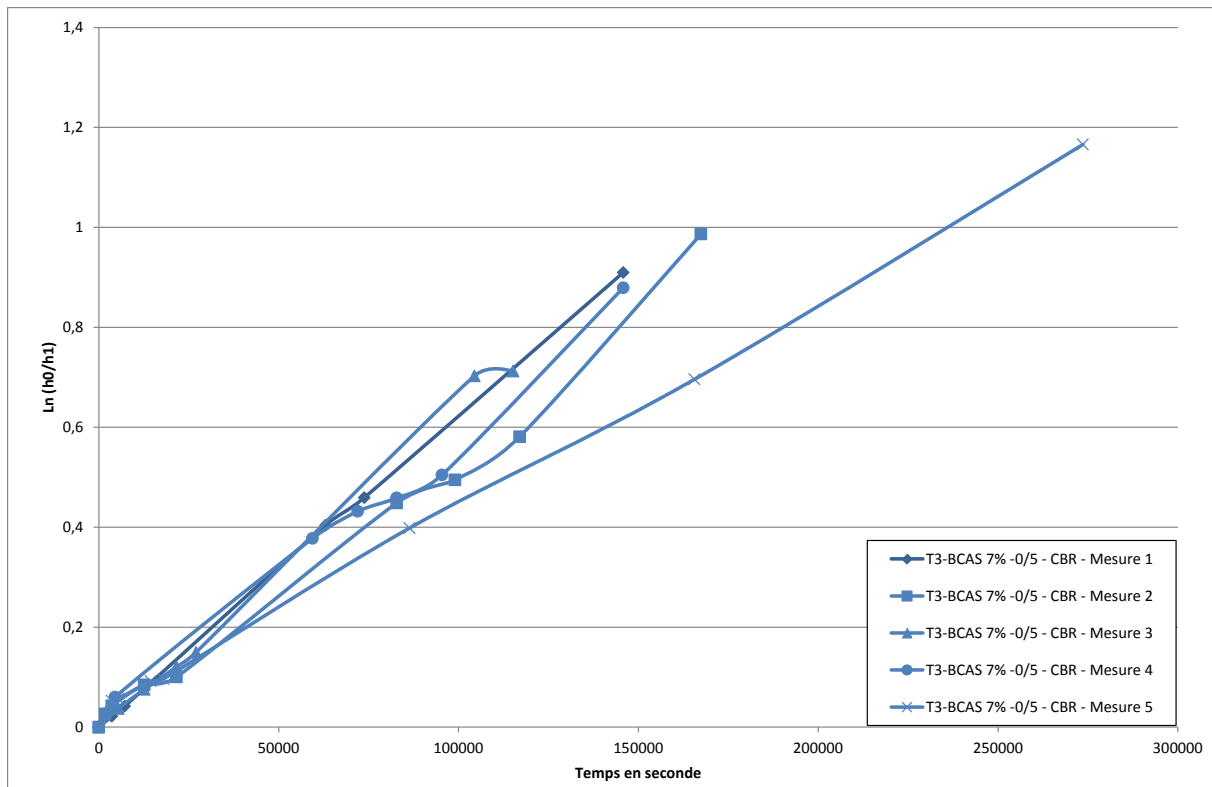


Figure 6-49 : Mesure de la conductivité hydraulique pour l'échantillon T3-BCAS 7%-0/5-CBR à la teneur en eau w_{OPN} 2%, au perméamètre à parois rigides type CBR

La conductivité hydraulique du matériau T3 traité à 7% de BCAS mesurée à l'oedoperméamètre était de $2,3 \times 10^{-10}$ m/s. Les deux valeurs sont très proches.

b. Fraction 0/10mm du matériau T3 traité à 7% de BCAS

Le second échantillon testé est la fraction 0/10 mm du matériau T3 traité à 7% de BCAS (dans la suite il est appelé T3-BCAS 7%-0/10-CBR). L'objectif de teneur en eau pour cet échantillon est identique à celui sur la fraction 0/5mm ce qui correspond à une teneur en eau w de 16,9% ($w_{OPN} + 2\%$ de la fraction 0/5mm). Cette teneur en eau correspond à un poids volumique sec de $17,91 \text{ kN/m}^3$.

Les caractéristiques géométriques et physiques de cet échantillon après compactage dans le perméamètre type CBR sont données dans le Tableau 6-28.

Tableau 6-28 : T3-BCAS 7%-0/10-CBR caractéristiques après compactage dans le perméamètre

Diamètre	15,24 cm
Hauteur (après compactage)	5,11cm
Teneur en eau initiale	16,7%
Poids volumique sec	$17,99 \text{ kN/m}^3$
$w_{OPN} + 2\%$ (de la fraction 0/5 mm)	16,9 %
γ_d Proctor (de la fraction 0/5 mm)	$18,05 \text{ kN/m}^3$

On peut remarquer qu'il y a peu d'écart entre les valeurs recherchées et les valeurs obtenues après compactage.

Après saturation, six mesures de la conductivité hydraulique ont été réalisées sur cet échantillon.

Comme pour les résultats obtenus à l'oedoperméamètre, la Figure 6-50 présente les rapports $h_0/h(t)$ en fonction du temps pour les six mesures effectuées.

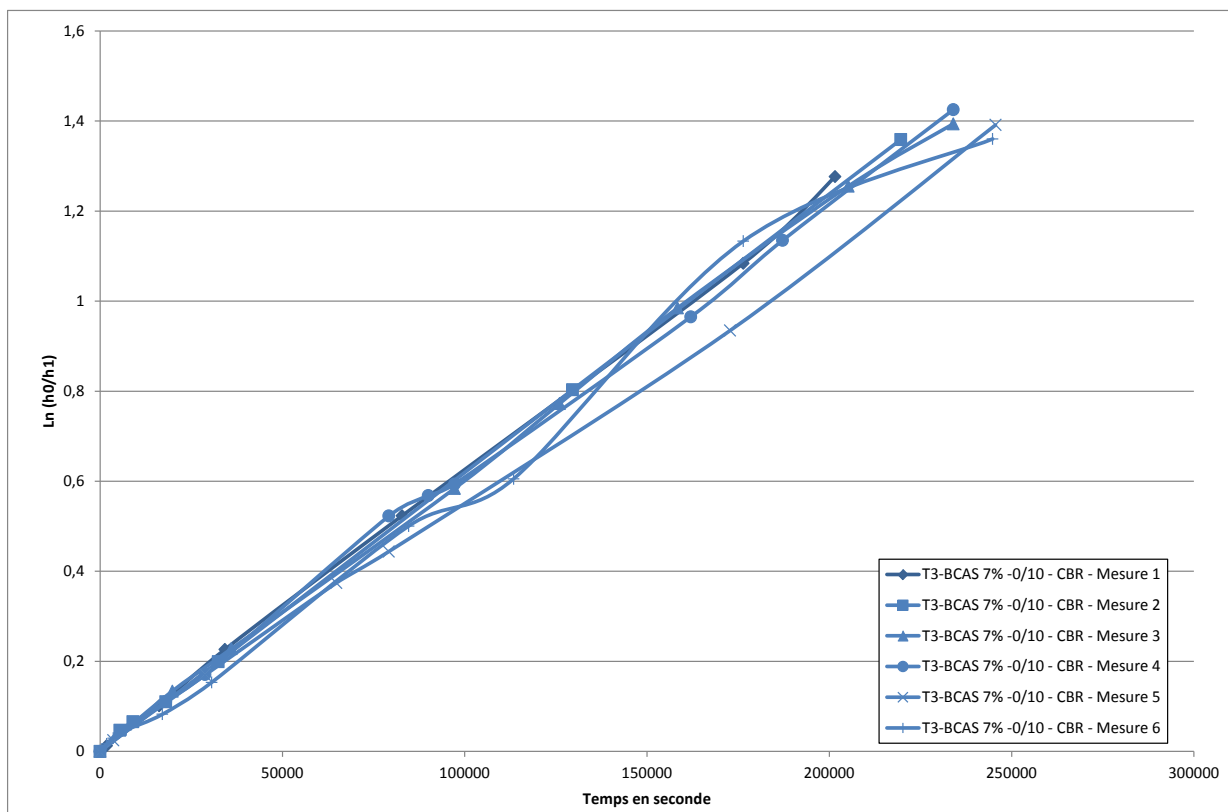
Les valeurs des conductivités hydrauliques sont données dans le Tableau 6-29.

Tableau 6-29 : Conductivité hydraulique du matériau T3-BCAS 7%-0/10-CBR

Echantillon	Conductivité hydraulique
T3-BCAS 7%-0/10-CBR – Mesure 1	$2,2 \times 10^{-10}$ m/s
T3-BCAS 7%-0/10-CBR – Mesure 2	$2,2 \times 10^{-10}$ m/s
T3-BCAS 7%-0/10-CBR – Mesure 3	$2,1 \times 10^{-10}$ m/s
T3-BCAS 7%-0/10-CBR – Mesure 4	$2,1 \times 10^{-10}$ m/s
T3-BCAS 7%-0/10-CBR – Mesure 5	$2,0 \times 10^{-10}$ m/s
T3-BCAS 7%-0/10-CBR – Mesure 6	$2,0 \times 10^{-10}$ m/s

On remarque que les six mesures sont très proches les unes des autres, ce qui montre que l'essai est bien répétable.

La conductivité hydraulique moyenne de cet échantillon est de $2,0 \times 10^{-10}$ m/s (ce qui correspond à la moyenne des six mesures).



Il y a peu de différence entre la conductivité hydraulique mesurée sur la fraction 0/5 mm traitée à 7% de BCAS ($2,0 \times 10^{-10}$ m/s) et la fraction 0/10 mm traitée elle aussi à 7% de BCAS

($2,1 \times 10^{-10}$ m/s). Les deux valeurs obtenues sont du même ordre de grandeur, ce qui signifie que leur comportement hydraulique est très proche.

La valeur mesurée au perméamètre à parois rigides type CBR sur la fraction 0/10 mm est également très proche de la valeur mesurée sur la fraction 0/5mm à l'oedoperméamètre ($2,3 \times 10^{-10}$ m/s).

c. Conclusion

Les mesures de la conductivité hydraulique au perméamètre à parois rigides type CBR ont confirmé que cette méthode donnait des résultats comparables à la méthode de l'oedoperméamètre (voir Figure 6-51). L'influence de la fraction 5/10 mm apparaît plus faible sur la conductivité hydraulique lorsque l'on conserve le même pourcentage d'adjuvant par rapport au sol sec testé. Cependant l'utilisation du perméamètre à parois rigides type CBR ne permet pas de placer l'échantillon sous une contrainte axiale pendant l'essai. Son avantage réside néanmoins dans les dimensions de l'échantillon qui peuvent être bien plus grandes permettant ainsi de tester des matériaux à granulométrie plus importante.

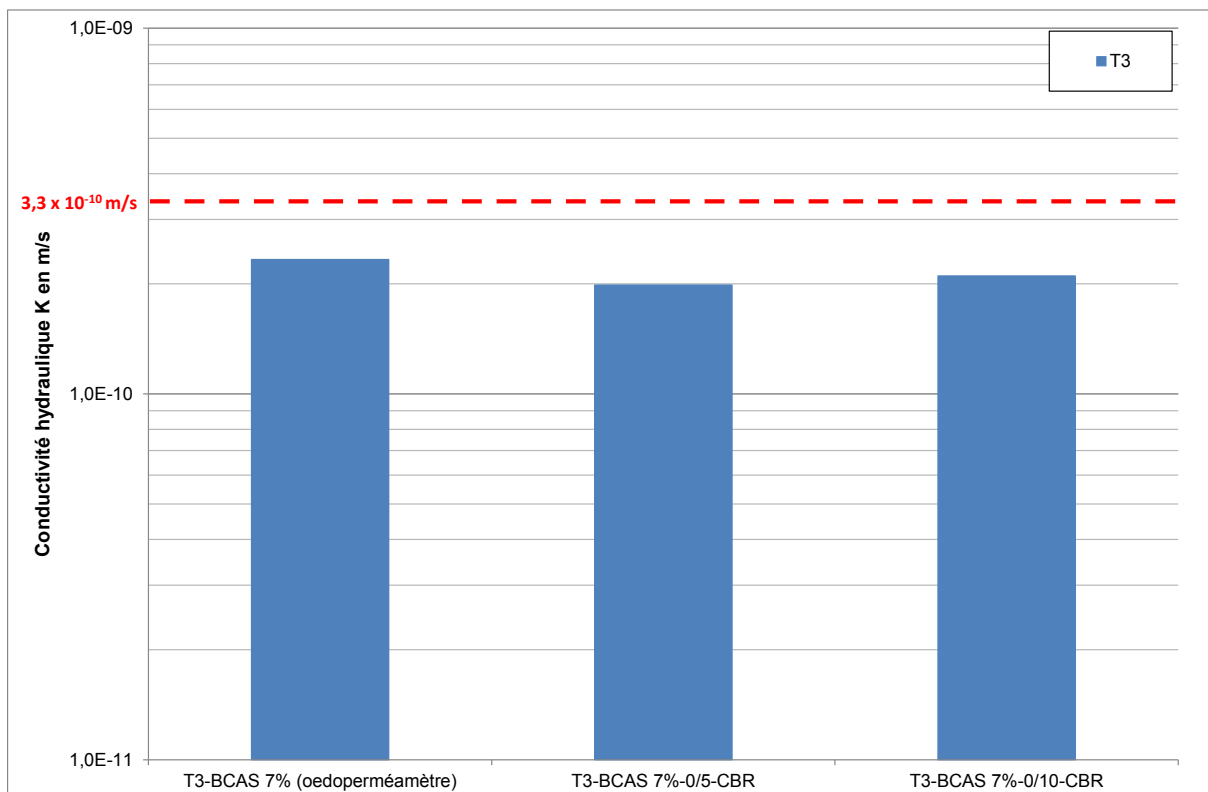


Figure 6-51 : Comparaison des conductivités hydrauliques du matériau T3 traité à 7% de BCAS mesurées à l'oedoperméamètre et au perméamètre à parois rigides type CBR sur deux fractions granulométriques différentes

6.3. Essais complémentaires

6.3.1. Effet de l'échange cationique

Le traitement pour les deux matériaux T12 et T3 retenu au vu des résultats de l'étude de la conductivité hydraulique à l'oedoperméamètre ou au perméamètre à parois rigides est le traitement à 7% de bentonite calcique activée en sodium. Le risque lié à l'utilisation d'une bentonite activée en sodium est que, suite à des échanges cationiques, le sodium s'échange avec le calcium présent dans l'eau, et que les caractéristiques hydrauliques du matériau traité se dégradent dans le temps.

Pour évaluer l'impact d'un tel échange cationique, un essai a été réalisé sur le matériau T12 traité à 7% de BCAS (dans la suite T12-BCAS 7%-Ca), visant à accélérer ce phénomène.

Cet essai a consisté à faire circuler dans l'échantillon de l'oedoperméamètre, de l'eau chargée en carbonate de calcium pour forcer et accélérer les échanges cationiques avec le sodium contenu dans la BCAS.

L'échantillon a été préparé de la même manière que tous les échantillons testés à l'oedoperméamètre en suivant le protocole décrit au paragraphe 6.1.2.

Une fois l'échantillon mis en place dans l'oedoperméamètre, au lieu de le saturer avec de l'eau du réseau comme pour les autres essais, une solution d'eau chargée en carbonate de calcium de concentration 300 mg/l d'eau a été utilisée (au-delà de cette valeur nous ne pouvions plus dissoudre le carbonate de calcium dans l'eau sans en modifier les paramètres physiques, et un dépôt important apparaissait). Cette même solution a également été utilisée pour réaliser les mesures de conductivité hydraulique.

L'essai a duré 3 mois et 85 ml de solution ont été infiltrés dans l'échantillon. Pour permettre une telle infiltration, le gradient hydraulique pendant la phase de saturation a été augmenté à une valeur de 16. Cependant lors des mesures de conductivité hydraulique il a été ramené à la même valeur que pour les autres essais c'est-à-dire $i=5$.

Les caractéristiques géométriques et physiques de cet échantillon sont données au Tableau 6-30. Les caractéristiques physiques initiales recherchées sont une teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ (18,4%) et un poids volumique sec après compactage de $17,30 \text{ kN/m}^3$.

Tableau 6-30 : Caractéristiques géométriques et physiques de l'échantillon T12-BCAS 7%-Ca

Masse de sol sec m_s	134,19 g
Diamètre de l'échantillon	7 cm
Hauteur de l'échantillon	2 cm
Teneur en eau	18,5%
Masse volumique sèche ρ_d	$1743,5 \text{ kg/m}^3$
Poids volumique sec γ_d	$17,10 \text{ kN/m}^3$
Masse volumique des grains ρ_s	$2676,2 \text{ kg/m}^3$

Le volume des vides de cet échantillon a été calculé par l'équation [5-3]. Ce volume vaut $2,68 \times 10^{-5} \text{ m}^3$ soit 26,8 ml.

$$V_v = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} \times \frac{m_s}{\rho_s} \quad [6-2]$$

Ainsi dans cet essai le volume de solution ayant circulé (85 ml) avant mesure (t=1904 h - Tableau 6-31) représente 3,17 fois le volume des vides de l'échantillon.

Ensuite quatre mesures de la conductivité hydraulique de cet échantillon ont été réalisées et comme pour les autres essais à l'oedoperméamètre, les résultats sont donnés à la Figure 6-52 qui présente les rapports $h_0/h(t)$ en fonction du temps pour chacune d'elles.

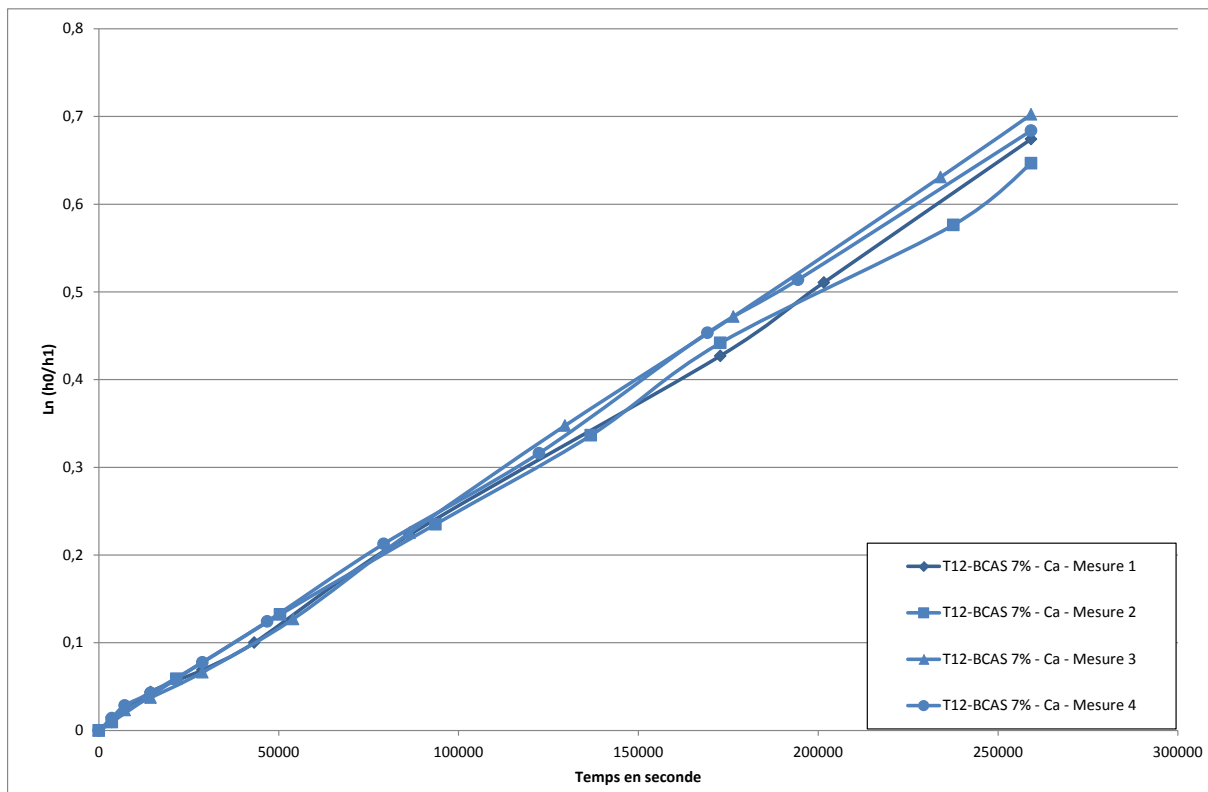


Figure 6-52 : Mesure de la conductivité hydraulique pour l'échantillon T12-BCAS 7%-Ca à la teneur en eau w_{OPN} 2%, à l'oedoperméamètre

Les valeurs des conductivités hydrauliques sont données dans le Tableau 6-31. La durée de chaque essai est environ 70 heures.

Tableau 6-31 : Conductivité hydraulique du matériau T12-BCAS 7%-Ca

Echantillon	Temps (h)	Conductivité hydraulique
T12-BCAS 7%-Ca – Mesure 1	1904 à 1974	$1,7 \times 10^{-10}$ m/s
T12-BCAS 7%-Ca – Mesure 2	1974 à 2044	$1,6 \times 10^{-10}$ m/s
T12-BCAS 7%-Ca – Mesure 3	2044 à 2114	$1,8 \times 10^{-10}$ m/s
T12-BCAS 7%-Ca – Mesure 4	2114 à 2184	$1,7 \times 10^{-10}$ m/s

Les quatre mesures des conductivités hydrauliques du matériau T12-BCAS 7%-Ca donnent des valeurs très proches avec une moyenne à $1,7 \times 10^{-10}$ m/s. Cette valeur de conductivité hydraulique est du même ordre de grandeur que la première mesure réalisée à l'oedoperméamètre ($1,5 \times 10^{-10}$ m/s) sans circulation de solution saturée en carbonate de calcium. Cette légère augmentation ne peut raisonnablement pas être attribuée à une

disparition du sodium puisqu'un petit changement de teneur en eau, de poids volumique sec ou encore de granulométrie pourrait en être également la cause.

Au vu de ces résultats il ne paraît pas qu'un échange cationique potentiel dans le matériau influe sur la conductivité hydraulique au moins sur une durée de 3 mois en écoulement forcé. Cependant seul un échantillon a été testé.

6.3.2. Mesures réalisées au perméamètre à parois souples au Cerema, laboratoire d'Aix-en-Provence

En parallèle aux essais que nous avons réalisés, nous avons demandé d'autres mesures de la conductivité hydraulique de la fraction 0/5 mm des matériaux T12 et T3 traités ou non traités au laboratoire du Cerema, laboratoire d'Aix-en-Provence. Ces essais sont de deux types : des mesures de conductivité hydraulique à l'oedoperméamètre et des mesures au perméamètre à parois souples de type triaxial. Ce laboratoire disposant d'un laboratoire d'essais complet, il paraissait intéressant de tester la reproductibilité des tests. De plus les essais au triaxial n'étaient pas faisables dans notre laboratoire.

6.3.2.1. Préparation des échantillons pour les deux types d'essais

A l'intérieur des sacs de conditionnement envoyés au Cerema, les sols possèdent une teneur en eau inférieure à 1 %. Les masses de sol nécessaires à la confection des éprouvettes sont séparées par quartage. Pour chaque éprouvette de sol traité, la masse de bentonite est additionnée et mélangée au sol sec, avec le dosage approprié. Puis, la masse d'eau est ajoutée à la masse de sol sec et ce mélange est malaxé manuellement. Le compactage est effectué alors par un procédé semi-statique, et non plus dynamique (Proctor), sans délai d'attente après le malaxage.

- Eprouvettes oedométriques

Le compactage est effectué directement dans la cellule oedométrique. Le sol foisonné est placé en une seule couche dans la cellule et le compactage s'effectue manuellement à la presse. Il n'y a plus de carottage d'échantillon dans le moule Proctor comme pour nos essais. La courbe de compactage est enregistrée. Après compactage, l'éprouvette (d'environ 2,5 cm de hauteur) n'est pas démoulée, afin de préserver au mieux le contact latéral du sol avec la bague oedométrique. De même, la masse sèche de l'éprouvette est mesurée en fin de l'essai, après étuvage.

- Eprouvettes triaxiales

Le sol foisonné traité (ou non traité) est placé en une seule couche dans un moule constitué par un tube en acier de 50 mm de diamètre intérieur et de 250 mm de hauteur, revêtu par une membrane en néoprène graissée à la graisse au silicone. Les extrémités du tube sont fermées par deux pistons flottants munis de plaques poreuses et d'évents de drainage (Voir Figure 6-53).



Figure 6-53 : Exemple de compactage semi statique au Cerema DTerMéditerranée (Photo Cerema)

Le compactage semi-statique s'effectue manuellement à la presse en appliquant un effort axial sur les pistons flottants, jusqu'à obtenir la hauteur de 100 mm (diamètre 50 mm, élancement deux) souhaitée et la densité visée de l'éprouvette compactée. La durée du compactage est de 20 à 30 min environ.

Après compactage, l'éprouvette est démoulée. Ses dimensions sont mesurées au pied à coulisse et sa masse initiale est déterminée par pesée. Trois éprouvettes sont compactées ainsi, en visant le même point d'état du sol compacté. Les masses sèches des éprouvettes sont mesurées en fin de l'essai triaxial, après étuvage. Ainsi, les différents états du sol sont obtenus au cours des phases successives d'essai.

6.3.2.2. Mesure de la conductivité hydraulique à l'oedoperméamètre

L'échantillon est soumis à différentes contraintes effectives.

Pour chaque contrainte appliquée, une fois que le tassement est stabilisé, le circuit de drainage de pied de la cellule oedométrique est raccordé au bas de la burette graduée initialement remplie d'eau désaérée. La circulation de l'eau s'effectue alors du pied vers le haut de l'éprouvette, sous une charge hydraulique h variable.

La charge hydraulique initiale est $h_0 = 60$ cm, qui correspond à un gradient hydraulique initial $i = 25$, nettement supérieur au gradient $i=5$ que nous avons utilisé. Les mesures successives donnent la hauteur h dans la burette graduée en fonction du temps. La différence des niveaux $h_0 - h(t)$ donne le volume d'eau écoulé et la charge $h(t)$ donne le gradient hydraulique au temps t . La courbe de diminution de la charge hydraulique est exprimée dans le plan $(t, \ln(h(t)/h_0))$. Il s'agit d'une droite décroissante dont la pente donne la conductivité hydraulique.

Les matériaux T12 et T3 sans traitement, avec 5% de BCAS, 7% de BCAS et 12% de BCAS ont été testés. Les résultats sont donnés dans la suite.

a. Matériau T12 sans traitement

Le matériau T12 sans traitement (T12-wOPN+2%-Cerema) a été testé pour deux contraintes effectives (19 kPa et 50 kPa, au lieu de 26 kPa dans nos essais). La teneur en eau initiale de l'échantillon recherchée est $w_{OPN+2\%}$. La teneur en eau réelle de l'échantillon après compactage est de 13,9% (la teneur en eau $w_{OPN+2\%}$ étant de 14,3%). L'échantillon est donc légèrement plus sec que la valeur recherchée.

Deux mesures ont été réalisées pour chaque palier de charge. Les résultats des conductivités hydrauliques mesurées sont donnés dans le Tableau 6-32.

Tableau 6-32 : Résultats des conductivités hydrauliques T12-wOPN+2%-Cerema

Echantillon	Conductivité hydraulique
T12-wOPN+2%-Cerema-19kPa-Mesure1	$3,6 \times 10^{-10}$ m/s
T12-wOPN+2%-Cerema-19kPa-Mesure2	$4,5 \times 10^{-10}$ m/s
T12-wOPN+2%-Cerema-50kPa-Mesure1	$3,5 \times 10^{-10}$ m/s
T12-wOPN+2%-Cerema-50kPa-Mesure2	$3,9 \times 10^{-10}$ m/s
LTHE-contrainte de 26 kPa - valeur moyenne à $w_{OPN+3\%}$	$6,7 \times 10^{-10}$ m/s

La conductivité hydraulique moyenne des deux mesures pour la contrainte de confinement 19 kPa est de $4,1 \times 10^{-10}$ m/s. Pour la contrainte de confinement de 50 kPa, la conductivité hydraulique moyenne est de $3,7 \times 10^{-10}$ m/s. On observe donc une faible diminution avec l'augmentation de la contrainte de consolidation.

La mesure réalisée dans notre étude à l'oedoperméamètre avec une contrainte de confinement intermédiaire de 26 kPa était de $6,7 \times 10^{-10}$ m/s. Les valeurs sont du même ordre de grandeur.

b. Matériau T12 traité à 5% de BCAS

Le matériau T12 traité à 5% de BCAS (T12-5% BCAS-Cerema) a été testé pour deux contraintes effectives (24 kPa et 55 kPa). Le gradient hydraulique initial est toujours de 25. La teneur en eau initiale de l'échantillon recherchée est $w_{OPN+2\%}$. La teneur en eau réelle de l'échantillon après compactage est de 16,8% (la teneur en eau $w_{OPN+2\%}$ étant de 17,0%). L'échantillon est donc légèrement plus sec que la valeur recherchée.

Deux mesures ont été réalisées pour chaque palier de charge. Les résultats des conductivités hydrauliques mesurées sont donnés dans le Tableau 6-33.

Tableau 6-33 : Résultats des conductivités hydrauliques T12-5% BCAS-Cerema à $w_{OPN}+2\%$

Echantillon	Conductivité hydraulique
T12-5% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure1	$5,9 \times 10^{-11}$ m/s
T12-5% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure2	$4,5 \times 10^{-11}$ m/s
T12-5% BCAS-Cerema-55kPa-Mesure1	$4,2 \times 10^{-11}$ m/s
T12-5% BCAS-Cerema-55kPa-Mesure2	$4,8 \times 10^{-11}$ m/s
LTHE-contrainte de 26 kPa - valeur moyenne à $w_{OPN}+2\%$	$5,2 \times 10^{-10}$ m/s

On peut remarquer que l'augmentation de la contrainte de confinement ne provoque pas de diminution significative de la conductivité hydraulique.

La mesure réalisée dans notre étude à l'oedoperméamètre avec une contrainte de confinement de 26 kPa était de $5,6 \times 10^{-10}$ m/s. Les conductivités hydrauliques mesurées au Cerema sont donc 10 fois plus faibles que nos valeurs.

c. *Matériau T12 traité à 7% de BCAS à w_{OPN}*

Le matériau T12 traité à 7% de BCAS (T12-7% BCAS-Cerema) a été testé pour deux contraintes effectives (24 kPa et 67 kPa). Le gradient hydraulique initial est de 25. La teneur en eau initiale de l'échantillon recherchée est w_{OPN} . La teneur en eau réelle de l'échantillon après compactage est de 17,0% (la teneur en eau w_{OPN} étant de 16,4%). L'échantillon est donc légèrement plus humide que la valeur recherchée.

Deux mesures ont été réalisées pour le palier de charge 24 kPa et une seule mesure pour le palier 67 kPa. Les résultats des conductivités hydrauliques mesurées sont donnés dans le Tableau 6-34.

Tableau 6-34 : Résultats des conductivités hydrauliques T12-7% BCAS-Cerema à w_{OPN}

Echantillon	Conductivité hydraulique
T12-7% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure1	$4,1 \times 10^{-11}$ m/s
T12-7% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure2	$8,9 \times 10^{-11}$ m/s
T12-7% BCAS-Cerema-67kPa-Mesure1	$4,4 \times 10^{-11}$ m/s
LTHE-contrainte de 26 kPa - valeur moyenne à $w_{OPN}+2\%$	$1,5 \times 10^{-10}$ m/s

On peut remarquer que la seconde mesure du palier à 24 kPa montre une conductivité hydraulique deux fois plus forte que pour la première mesure. La conductivité hydraulique moyenne de ces deux mesures est de $6,5 \times 10^{-11}$ m/s. Pour la contrainte de confinement de 67 kPa, la conductivité hydraulique est de $4,4 \times 10^{-11}$ m/s.

La mesure réalisée dans notre étude à l'oedoperméamètre avec une contrainte de confinement de 26 kPa était de $1,5 \times 10^{-10}$ m/s. Les conductivités hydrauliques mesurées au Cerema sont donc 2 fois plus faibles que nos valeurs. Cependant la valeur moyenne des deux mesures réalisées au Cerema ne semble pas complètement représentative puisqu'un écart important existe entre les deux valeurs. Il paraît donc judicieux au vu de la mesure réalisée sur le second palier de charge de ne pas prendre en compte la valeur la plus forte. La conductivité hydraulique du palier de charge 24 kPa serait donc de l'ordre de 4×10^{-11} m/s.

d. Matériau T12 traité à 12% de BCAS

Le matériau T12 traité à 12% de BCAS (T12-12% BCAS-Cerema) a été testé pour deux contraintes effectives (24 kPa et 55 kPa). Le gradient hydraulique initial est de 25. La teneur en eau initiale de l'échantillon recherchée est $w_{OPN}+2\%$. La teneur en eau réelle de l'échantillon après compactage est de 19,0% (la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ étant de 19,6%). L'échantillon est donc légèrement plus sec que la valeur recherchée.

Deux mesures ont été réalisées pour chaque palier de charge. Les résultats des conductivités hydrauliques mesurées sont donnés dans le Tableau 6-35.

Tableau 6-35 : Résultats des conductivités hydrauliques T12-12% BCAS-Cerema à $w_{OPN}+2\%$

Echantillon	Conductivité hydraulique
T12-12% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure1	$6,9 \times 10^{-11}$ m/s
T12-12% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure2	$3,5 \times 10^{-11}$ m/s
T12-12% BCAS-Cerema-55kPa-Mesure1	$2,7 \times 10^{-11}$ m/s
T12-12% BCAS-Cerema-55kPa-Mesure2	$3,2 \times 10^{-11}$ m/s
LTHE-contrainte de 26 kPa - valeur moyenne à $w_{OPN} + 2\%$	$1,7 \times 10^{-10}$ m/s

On peut remarquer que la première mesure du palier à 24 kPa montre une conductivité hydraulique deux fois plus forte que pour la seconde mesure. La conductivité hydraulique moyenne de ces deux mesures est de $5,2 \times 10^{-11}$ m/s. Pour la contrainte de confinement de 55 kPa, la conductivité hydraulique est de $3,0 \times 10^{-11}$ m/s.

La mesure réalisée dans notre étude à l'oedoperméamètre avec une contrainte de confinement de 26 kPa était de $1,7 \times 10^{-10}$ m/s. Les conductivités hydrauliques mesurées au Cerema sont donc 5 fois plus faibles que nos valeurs. Cependant la valeur moyenne des deux mesures réalisées au Cerema ne semble pas complètement représentative puisqu'un écart relativement important existe entre les deux valeurs. Il paraît donc judicieux au vu de la mesure réalisée sur le second palier de charge de ne pas prendre en compte la valeur la plus forte. La conductivité hydraulique du palier de charge 24 kPa serait donc de l'ordre de 3×10^{-11} m/s.

e. Matériau T3 sans traitement

Le matériau T3 sans traitement (T3- w_{OPN} -Cerema) a été testé pour trois contraintes effectives (24 kPa, 55 kPa et 120 kPa). Le gradient hydraulique initial est de 25. La teneur en eau initiale de l'échantillon recherchée est w_{OPN} . La teneur en eau réelle de l'échantillon après compactage est de 11,1% (la teneur en eau w_{OPN} étant de 11,1%). L'échantillon est donc à la teneur en eau recherchée.

Cinq mesures ont été réalisées pour le premier palier de charge et une seule pour les deux suivants. Les résultats des conductivités hydrauliques mesurées sont donnés dans le Tableau 6-36.

Tableau 6-36 : Résultats des conductivités hydrauliques T3-wOPN-Cerema à w_{OPN}

Echantillon	Conductivité hydraulique
T3-wOPN-Cerema-24kPa-Mesure1	$6,0 \times 10^{-10}$ m/s
T3-wOPN-Cerema-24kPa-Mesure2	$3,7 \times 10^{-10}$ m/s
T3-wOPN-Cerema-24kPa-Mesure3	$2,6 \times 10^{-10}$ m/s
T3-wOPN-Cerema-24kPa-Mesure4	$2,9 \times 10^{-10}$ m/s
T3-wOPN-Cerema-24kPa-Mesure5	$2,3 \times 10^{-10}$ m/s
T3-wOPN-Cerema-55kPa-Mesure1	$3,1 \times 10^{-10}$ m/s
T3-wOPN-Cerema-120kPa-Mesure1	$2,3 \times 10^{-10}$ m/s
LTHE-contrainte de 26 kPa - valeur moyenne à w_{OPN}	$2,2 \times 10^{-7}$ m/s

Les mesures sont proches (à l'exception de la première mesure du premier palier) bien que trois contraintes de confinement soient appliquées. La conductivité hydraulique moyenne des cinq mesures pour la contrainte de confinement 24 kPa est de $3,5 \times 10^{-10}$ m/s. Pour la contrainte de confinement de 55 kPa, la conductivité hydraulique est de $3,1 \times 10^{-10}$ m/s. Pour la contrainte de confinement de 120 kPa, la conductivité hydraulique est de $2,3 \times 10^{-10}$ m/s.

La mesure réalisée dans notre étude à l'oedoperméamètre avec une contrainte de confinement de 26 kPa était de $2,2 \times 10^{-7}$ m/s. Les valeurs sont très différentes. Les conductivités hydrauliques mesurées au Cerema sont 600 fois plus petites que celles que nous avons mesurées.

f. Matériau T3 traité à 5% de BCAS

Le matériau T3 traité à 5% de BCAS (T3-5% BCAS-Cerema) a été testé pour trois contraintes effectives (24 kPa, 55 kPa et 120 kPa). Le gradient hydraulique initial est de 25. La teneur en eau initiale de l'échantillon recherchée est w_{OPN} . La teneur en eau réelle de l'échantillon après compactage est de 14,3% (la teneur en eau w_{OPN} étant de 14,2%). L'échantillon est donc légèrement plus humide que la valeur recherchée.

Cinq mesures ont été réalisées pour le premier palier de charge et une seule pour les deux suivants. Les résultats des conductivités hydrauliques mesurées sont donnés dans le Tableau 6-37.

Tableau 6-37 : Résultats des conductivités hydrauliques T3-5% BCAS-Cerema à w_{OPN}

Echantillon	Conductivité hydraulique
T3-5% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure1	$5,9 \times 10^{-11}$ m/s
T3-5% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure2	$5,0 \times 10^{-11}$ m/s
T3-5% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure3	$4,4 \times 10^{-11}$ m/s
T3-5% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure4	$1,2 \times 10^{-10}$ m/s
T3-5% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure5	$8,9 \times 10^{-11}$ m/s
T3-5% BCAS-Cerema-55kPa-Mesure1	$1,0 \times 10^{-10}$ m/s
T3-5% BCAS-Cerema-120kPa-Mesure1	$7,0 \times 10^{-11}$ m/s
LTHE-contrainte de 26 kPa - valeur moyenne à $w_{OPN}+2\%$	$5,4 \times 10^{-10}$ m/s

Les mesures sont proches bien que trois contraintes de confinement soient appliquées. Pour le premier palier de charge (24 kPa) les mesures varient tout de même de $4,4 \times 10^{-11}$ m/s à $1,2 \times 10^{-10}$ m/s. La conductivité hydraulique moyenne des cinq mesures pour ce palier est de

$7,2 \times 10^{-11}$ m/s. Pour la contrainte de confinement de 55 kPa, la conductivité hydraulique moyenne est de $1,5 \times 10^{-10}$ m/s. Pour la contrainte de confinement de 120 kPa, la conductivité hydraulique moyenne est de $7,0 \times 10^{-11}$ m/s.

La mesure réalisée dans notre étude à l'oedoperméamètre avec une contrainte de confinement de 26 kPa était de $5,4 \times 10^{-10}$ m/s. Les conductivités hydrauliques mesurées au Cerema sont donc nettement plus faibles que les valeurs LTHE.

g. Matériau T3 traité à 7% de BCAS

Le matériau T3 traité à 7% de BCAS (T3-7% BCAS-Cerema) a été testé pour trois contraintes effectives (24 kPa, 55 kPa et 120 kPa). Le gradient hydraulique initial est de 25. La teneur en eau initiale de l'échantillon recherchée est w_{OPN} . La teneur en eau réelle de l'échantillon après compactage est de 14,9% (la teneur en eau w_{OPN} étant de 14,9%). L'échantillon est donc à la teneur en eau recherchée.

Cinq mesures ont été réalisées pour le premier palier de charge et une seule pour les deux suivants. Les résultats des conductivités hydrauliques mesurées sont donnés dans le Tableau 6-38.

Tableau 6-38 : Résultats des conductivités hydrauliques T3-7% BCAS-Cerema à w_{OPN}

Echantillon	Conductivité hydraulique
T3-7% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure1	$9,2 \times 10^{-11}$ m/s
T3-7% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure2	$7,2 \times 10^{-11}$ m/s
T3-7% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure3	$9,8 \times 10^{-11}$ m/s
T3-7% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure4	$1,0 \times 10^{-10}$ m/s
T3-7% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure5	$1,1 \times 10^{-10}$ m/s
T3-7% BCAS-Cerema-55kPa-Mesure1	$9,8 \times 10^{-11}$ m/s
T3-7% BCAS-Cerema-120kPa-Mesure1	$6,9 \times 10^{-11}$ m/s
LTHE-contrainte de 26 kPa - valeur moyenne à $w_{OPN}+2\%$	$2,3 \times 10^{-10}$ m/s

Les mesures sont proches bien que trois contraintes de confinement soient appliquées.

Pour le premier palier de charge (24 kPa) les mesures sont proches et la conductivité hydraulique moyenne est de $9,4 \times 10^{-11}$ m/s. Pour la contrainte de confinement de 55 kPa, la conductivité hydraulique moyenne est de $9,8 \times 10^{-11}$ m/s. Pour la contrainte de confinement de 120 kPa, la conductivité hydraulique moyenne est de $6,9 \times 10^{-11}$ m/s.

La mesure réalisée dans notre étude à l'oedoperméamètre avec une contrainte de confinement de 26 kPa était de $2,3 \times 10^{-10}$ m/s. Les conductivités hydrauliques mesurées au Cerema sont donc du même légèrement plus faibles que les nôtres bien que les échantillons aient été mis en œuvre à une teneur en eau plus faible.

h. Matériau T3 traité à 12% de BCAS

Le matériau T3 traité à 12% de BCAS (T3-12% BCAS-Cerema) a été testé pour trois contraintes effectives (24 kPa, 55 kPa et 120 kPa). Le gradient hydraulique initial est de 25. La teneur en eau initiale de l'échantillon recherchée est w_{OPN} . La teneur en eau réelle de l'échantillon après compactage est de 15,2% (la teneur en eau w_{OPN} étant de 15,2%). L'échantillon est donc à la teneur en eau recherchée.

Cinq mesures ont été réalisées pour le premier palier de charge et une seule pour les deux suivants. Les résultats des conductivités hydrauliques mesurées sont donnés dans le Tableau 6-38.

Tableau 6-39 : Résultats des conductivités hydrauliques T3-12% BCAS-Cerema à w_{OPN}

Echantillon	Conductivité hydraulique
T3-12% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure1	$2,2 \times 10^{-10}$ m/s
T3-12% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure2	$1,6 \times 10^{-10}$ m/s
T3-12% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure3	$1,4 \times 10^{-10}$ m/s
T3-12% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure4	$1,1 \times 10^{-10}$ m/s
T3-12% BCAS-Cerema-24kPa-Mesure5	$1,5 \times 10^{-10}$ m/s
T3-12% BCAS-Cerema-55kPa-Mesure1	$1,3 \times 10^{-10}$ m/s
T3-12% BCAS-Cerema-120kPa-Mesure1	$3,0 \times 10^{-11}$ m/s
LTHE-contrainte de 26 kPa - valeur moyenne à $w_{OPN}+2\%$	$2,3 \times 10^{-10}$ m/s

Les mesures sont proches pour les deux premiers paliers en revanche la conductivité hydraulique mesurée pour le dernier palier de confinement (120 kPa) est nettement plus faible que pour les deux premiers.

Pour le premier palier de charge (24 kPa) les mesures sont proches et la conductivité hydraulique moyenne est de $1,6 \times 10^{-10}$ m/s. Pour la contrainte de confinement de 55 kPa, la conductivité hydraulique moyenne est de $1,0 \times 10^{-10}$ m/s. Pour la contrainte de confinement de 120 kPa, la conductivité hydraulique moyenne est de $3,0 \times 10^{-11}$ m/s.

La mesure réalisée dans notre étude à l'oedoperméamètre avec une contrainte de confinement de 26 kPa était de $2,3 \times 10^{-10}$ m/s. Les conductivités hydrauliques mesurées au Cerema pour les deux premiers paliers de charge sont donc du même ordre de grandeur que les nôtres bien que les échantillons aient été mis en œuvre à une teneur en eau plus faible. En revanche sur cet échantillon, l'augmentation de la contrainte de confinement jusqu'à la valeur de 120 kPa a permis de diminuer la conductivité hydraulique jusqu'à une valeur de $3,0 \times 10^{-11}$ m/s.

i. Conclusion sur les essais de mesure de la conductivité hydraulique à l'oedoperméamètre réalisés au Cerema.

Le Tableau 6-40 et le Tableau 6-41 regroupe la valeur moyenne de la conductivité hydraulique mesurée sur chaque échantillon (respectivement pour les matériaux T12 dans le premier et T3 dans le second), pour chaque palier de confinement.

Tableau 6-40 : Conductivités hydrauliques moyennes mesurées du matériau T12 à différents taux de traitement et différentes contraintes de confinement à l'oedoperméamètre au Cerema

Echantillon	Teneur en eau après compactage	Conductivité hydraulique
T12-wOPN+2%-Cerema-19kPa	$W_{OPN}+2\%$	$4,1 \times 10^{-10}$ m/s
T12-wOPN+2%-Cerema-50kPa	$W_{OPN}+2\%$	$3,7 \times 10^{-10}$ m/s
T12-5% BCAS-Cerema-24kPa	$W_{OPN}+2\%$	$5,2 \times 10^{-11}$ m/s
T12-5% BCAS-Cerema-55kPa	$W_{OPN}+2\%$	$4,5 \times 10^{-11}$ m/s
T12-7% BCAS-Cerema-24kPa	W_{OPN}	$6,5 \times 10^{-11}$ m/s
T12-7% BCAS-Cerema-67kPa	W_{OPN}	$4,4 \times 10^{-11}$ m/s
T12-12% BCAS-Cerema-24kPa	$W_{OPN}+2\%$	$5,2 \times 10^{-11}$ m/s
T12-12% BCAS-Cerema-55kPa	$W_{OPN}+2\%$	$3,0 \times 10^{-11}$ m/s

Tableau 6-41 : Conductivités hydrauliques moyennes mesurées du matériau T3 à différents taux de traitement et différentes contraintes de confinement à l'oedoperméamètre au Cerema

Echantillon	Teneur en eau après compactage	Conductivité hydraulique
T3-wOPN-Cerema-24kPa	W_{OPN}	$3,5 \times 10^{-10}$ m/s
T3-wOPN-Cerema-55kPa	W_{OPN}	$3,1 \times 10^{-10}$ m/s
T3-wOPN-Cerema-120kPa	W_{OPN}	$2,3 \times 10^{-10}$ m/s
T3-5% BCAS-Cerema-24kPa	W_{OPN}	$7,2 \times 10^{-11}$ m/s
T3-5% BCAS-Cerema-55kPa	W_{OPN}	$1,5 \times 10^{-10}$ m/s
T3-5% BCAS-Cerema-120kPa	W_{OPN}	$7,0 \times 10^{-11}$ m/s
T3-7% BCAS-Cerema-24kPa	W_{OPN}	$9,4 \times 10^{-11}$ m/s
T3-7% BCAS-Cerema-55kPa	W_{OPN}	$9,8 \times 10^{-11}$ m/s
T3-7% BCAS-Cerema-120kPa	W_{OPN}	$6,9 \times 10^{-11}$ m/s
T3-12% BCAS-Cerema-24kPa	W_{OPN}	$1,6 \times 10^{-10}$ m/s
T3-12% BCAS-Cerema-55kPa	W_{OPN}	$1,0 \times 10^{-10}$ m/s
T3-12% BCAS-Cerema-120kPa	W_{OPN}	$3,0 \times 10^{-11}$ m/s

Ces essais ne montrent pas l'influence de l'ajout de bentonite, certains résultats, comme pour le matériau T3, sont surprenants puisque la conductivité hydraulique est légèrement plus élevée pour le matériau avec le plus fort taux de traitement.

6.3.2.3. Principe de la mesure de la conductivité hydraulique au perméamètre à parois souples type triaxial

Après un compactage semi-statique, chaque éprouvette est montée dans une cellule triaxiale et dans une membrane en néoprène sur des plaques poreuses saturées en eau désaérée. Les cellules sont placées sur deux presses triaxiales indépendantes. Les circuits de drainage sont saturés par de l'eau désaérée. Les essais se déroulent en trois phases.

- Saturation

La cellule est posée sur une presse triaxiale afin de pouvoir effectuer les différentes opérations qui suivent. Les circuits de drainage sont saturés en eau désaérée et purgés. Dans une première phase d'essai, la pression de confinement σ et la contre-pression u_{cp} sont appliquées par paliers successifs allant de 50 et 100 kPa en maintenant une différence

$\sigma_{\text{conf}} - u_{\text{cp}}$ constante égale à 20 kPa. Les coefficients de Skempton $B = \Delta u / \Delta \sigma_{\text{conf}}$ sont mesurés à chaque palier (u pression interstitielle). Les coefficients B augmentent pour atteindre un niveau voisin de 0,95 sous la contre-pression $u_{\text{cp}} = 400$ kPa commune à tous les essais. La durée de cette phase d'essai est de 24 heures au moins. Elle met en œuvre deux contrôleurs pression-volume et la presse triaxiale. Les résultats sont présentés sous la forme de courbes de saturation (u_{cp} , B), indiquant l'évolution du coefficient B en fonction de la contre-pression u_{cp} .

- Consolidation isotrope

Dans une seconde phase d'essai, les deux éprouvettes d'un essai triaxial sont consolidées sous des pressions isotropes effectives p_c égales à 50, et 400 kPa. Pendant la consolidation isotrope, le volume d'eau expulsé du sol ΔV est mesuré en fonction du temps t , jusqu'à stabilisation (drainages de pied et de tête, pas de drainage latéral). La durée des phases de consolidation est comprise entre 20 et 48 heures. Les résultats sont présentés sous la forme des courbes ($\log(t)$, ε_v), où $\varepsilon_v = \Delta V / V_0$ est la déformation volumique (ΔV volume d'eau échangé, V_0 volume initial de l'éprouvette, t temps en échelle logarithmique). La fin de la consolidation est repérée au coude de ces courbes (t_{100} temps de consolidation, ε_{vc} déformation volumique de consolidation). Dans cette phase préalable, la déformation axiale ε_a n'est pas mesurée et elle est supposée égale au tiers de la déformation volumique ($\varepsilon_a = \varepsilon_v / 3$).

- Conductivité hydraulique sous charge constante

Après la fin de la consolidation isotrope, une différence de (contre-) pression Δu de l'ordre de 20 kPa est maintenue entre le pied et la tête de l'éprouvette triaxiale, ce qui produit un écoulement ascendant de l'eau sous la charge hydraulique h constante et un gradient hydraulique i de l'ordre de 20. Les contre-pressions $u_{\text{cp pied}}$ et $u_{\text{cp tête}}$ sont maintenues à l'aide de deux contrôleurs pression-volume (résolution 1 kPa). Un capteur de pression différentielle mesure la pression Δu avec précision. Le volume d'eau entrant en pied ΔV_{pied} et le volume d'eau sortant en tête $\Delta V_{\text{tête}}$ sont enregistrés dans le même temps à l'aide des deux contrôleurs (résolution 1 mm³).

La durée des phases de mesure de la conductivité hydraulique va de 7 à 25 heures.

Les résultats des essais sont donnés au travers :

- des courbes des volumes entrants ΔV_{pied} et sortant $\Delta V_{\text{tête}}$,

Deux autres graphiques donnent l'évolution des contre pressions $u_{\text{cp pied}}$ et $u_{\text{cp tête}}$ en fonction du temps, puis la différence de pression Δu en fonction du temps. Le gradient hydraulique $i = \Delta u / gH$, où H est la hauteur de l'éprouvette et $g = 9,81$ m/s². Le coefficient de conductivité hydraulique K est donné par :

$$K = \frac{Q}{S \times i} \quad [6-3]$$

avec

- S la section de l'éprouvette,
- Q le débit d'écoulement d'eau.

Ce débit est donné par la pente de la demi-différence $(\Delta V_{\text{tête}} - \Delta V_{\text{pied}})/2$ en fonction du temps. Le contrôle de la qualité de l'essai s'effectue sur la demi somme $(\Delta V_{\text{pied}} + \Delta V_{\text{tête}})/2$ qui doit rester voisine de zéro dans le temps ou constante (voir exemple Figure 6-54).

6.3.2.4. Résultats de mesures de conductivité hydraulique au perméamètre à parois souples type triaxial pour les matériaux T12 et T3

Cet essai a été réalisé sur les matériaux non traités et traité à 7% de BCAS pour T12 et T3. Pour chaque matériau testé et, comme précisé dans la procédure de l'essai au paragraphe précédent, deux échantillons ont été compactés afin de réaliser la mesure de conductivité hydraulique pour une contrainte de confinement isotrope de 50 kPa et de 400 kPa. Les résultats sont donnés ci-après.

a. *T12 sans traitement*

Deux éprouvettes ont été confectionnées avec le matériau T12 sans traitement. La première pour réaliser la mesure de conductivité hydraulique sous la contrainte de confinement $\sigma_c = 50$ kPa (T12-wOPN-Ktriax-Cerema-50kPa) et l'autre pour réaliser cette mesure sous la contrainte de confinement de 400 kPa (T12-wOPN-Ktriax-Cerema-400kPa). Les éprouvettes ont été compactées à la densité du Proctor normal mais le compactage est statique, et la teneur en eau visée est w_{OPN} . La teneur en eau après compactage pour ces deux éprouvettes est de 12,3% ce qui correspond à la teneur eau recherchée.

Le Tableau 6-42 regroupe les résultats de ces deux essais.

Tableau 6-42 : Conductivité hydraulique du matériau T12 sans traitement mesurée au perméamètre à parois souples pour deux contraintes de confinement (50 kPa et 400 kPa) et comparaison avec les mesures à l'oedomètre

Echantillon	σ_c (kPa)	Conductivité hydraulique
T12-wOPN-Ktriax-Cerema-50kPa	50	$5,3 \times 10^{-9}$ m/s
T12-wOPN-Ktriax-Cerema-400kPa	400	$7,3 \times 10^{-9}$ m/s
T12-oedo-Cerema	24	$4,1 \times 10^{-10}$ m/s
T12-oedo-LTHE	26	$9,3 \times 10^{-9}$ m/s

Ces résultats montrent que l'augmentation de la contrainte de confinement n'entraîne pas une diminution de la conductivité hydraulique du matériau. En comparaison avec les résultats obtenus à l'oedoperméamètre au Cerema pour la plus faible contrainte de confinement (la conductivité hydraulique mesurée était de $4,1 \times 10^{-10}$ m/s), la conductivité hydraulique mesurée au perméamètre à parois souples type triaxial est plus forte d'un facteur 10 et se rapproche ainsi de la mesure, que nous avons réalisée à l'oedoperméamètre pour la contrainte de confinement de 26 kPa sur les échantillons compactés à la teneur en eau w_{OPN} qui vaut $9,3 \times 10^{-9}$ m/s.

Rappelons que pour nos essais, outre la différence de mise en place, nos échantillons sont préconsolidés à une contrainte de 100 kPa environ.

b. T12 traité à 7% de BCAS

Deux éprouvettes ont été confectionnées avec le matériau T12 traité à 7% de BCAS. La première pour réaliser la mesure de conductivité hydraulique sous la contrainte de confinement de 50 kPa (T12-7% BCAS-Ktriax-Cerema-50kPa, Figure 6-54) et l'autre pour réaliser cette mesure sous la contrainte de confinement de 400 kPa (T12-7% BCAS-Ktriax-Cerema-400kPa). Les éprouvettes ont été compactées à la teneur en eau visée w_{OPN} . La teneur en eau après compactage pour ces deux éprouvettes est de 17,0% ce qui est légèrement supérieur à w_{OPN} pour ce matériau qui vaut 16,4%.

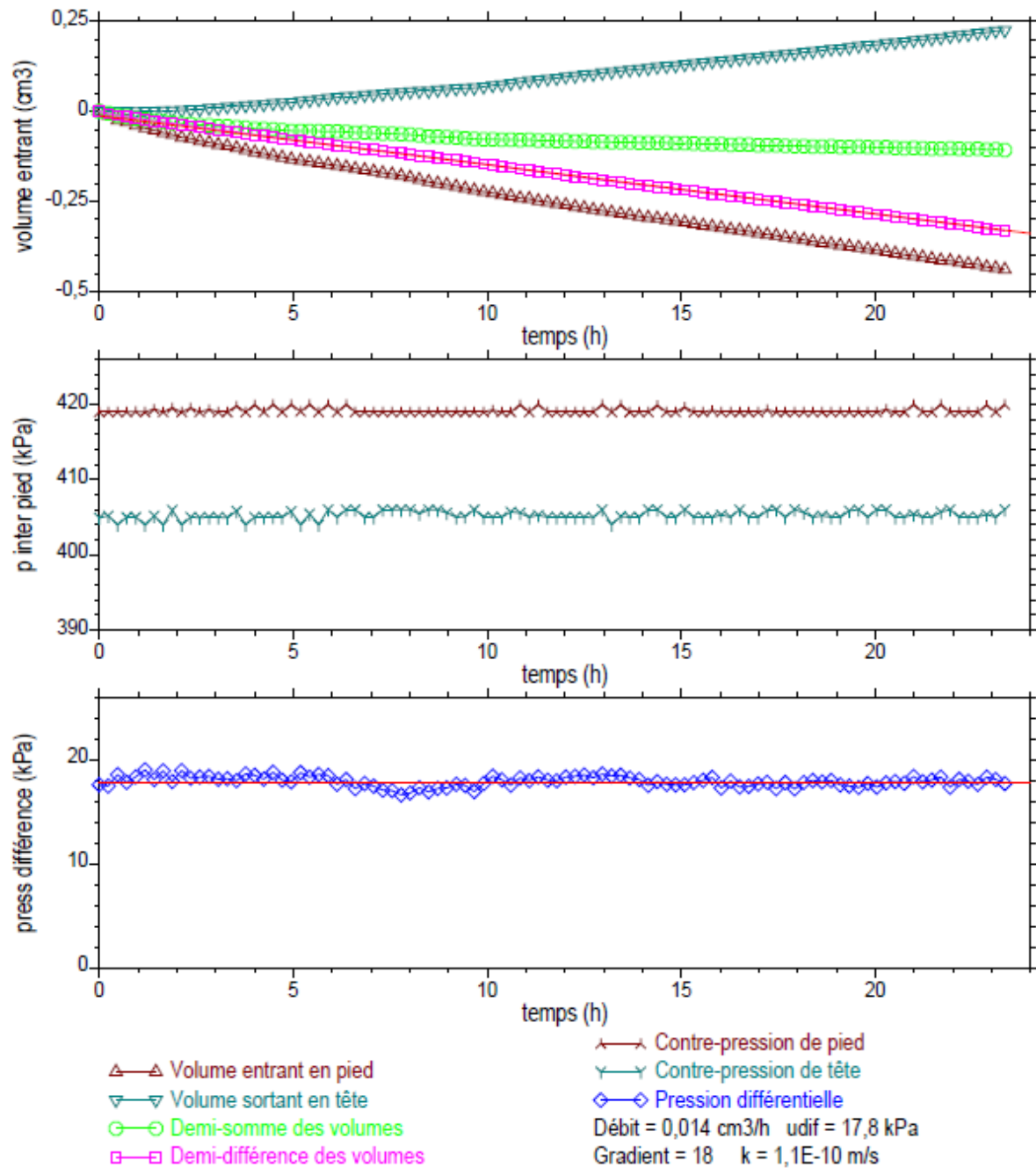


Figure 6-54 : Essai Cerema de mesure de la conductivité hydraulique au perméamètre à parois souples - Variations des débits et des pressions en fonction du temps - T12-7% BCAS-Ktriax-Cerema-50kPa

La Figure 6-54 donne les volumes entrants (ΔV pied) et sortants (ΔV tête), les pressions amont (en pied) et aval (en tête) et le différentiel de pression en fonction du temps pour le matériau T12 traité à 7% de BCAS et à une contrainte isotrope de 50 kPa.

Le Tableau 6-43 regroupe les résultats de ces deux essais.

Tableau 6-43 : Conductivité hydraulique du matériau T12 traité à 7% de BCAS mesurée au perméamètre à parois souples pour deux contraintes de confinement (50 kPa et 400 kPa) et comparaison avec les mesures à l'oedomètre

Echantillon	σ_c (kPa)	Conductivité hydraulique
T12-7% BCAS-Ktriax-Cerema-50kPa	50	$1,1 \times 10^{-10}$ m/s
T12-7% BCAS-Ktriax-Cerema-400kPa	400	$4,0 \times 10^{-11}$ m/s
T12-oedo-Cerema	24	$4,1 \times 10^{-11}$ m/s
T12-oedo-LTHE	26	$1,5 \times 10^{-10}$ m/s

Ces résultats montrent que l'augmentation de la contrainte de confinement permet dans ce cas de diminuer significativement la conductivité hydraulique du matériau. En comparaison avec les résultats obtenus à l'oedoperméamètre au Cerema pour la plus faible contrainte de confinement (la conductivité hydraulique mesurée était de $4,1 \times 10^{-11}$ m/s), la conductivité hydraulique mesurée au perméamètre à parois souples type triaxial est plus forte et se rapproche ainsi de la mesure que nous avons réalisée à l'oedoperméamètre pour la pression de confinement de 26 kPa, mais sur les échantillons compactés à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ qui vaut $1,5 \times 10^{-10}$ m/s.

c. T3 sans traitement

Deux éprouvettes ont été confectionnées avec le matériau T3 sans traitement. La première pour réaliser la mesure de conductivité hydraulique sous la contrainte de confinement de 50 kPa (T3-wOPN-Ktriax-Cerema-50kPa) et l'autre pour réaliser cette mesure sous la contrainte de confinement de 400 kPa (T3-wOPN-Ktriax-Cerema-400kPa). Les éprouvettes ont été compactées à la densité du Proctor normal et la teneur en eau visée est w_{OPN} . La teneur en eau après compactage pour ces deux éprouvettes est de 11,1% ce qui correspond à la teneur eau recherchée.

Le Tableau 6-44 regroupe les résultats de ces deux essais.

Tableau 6-44 : Conductivité hydraulique du matériau T3 sans traitement mesurée au perméamètre à parois souples pour deux contraintes de confinement (50 kPa et 400 kPa) et comparaison avec les mesures à l'oedomètre

Echantillon	σ_c (kPa)	Conductivité hydraulique
T3-wOPN-Ktriax-Cerema-50kPa	50	$1,3 \times 10^{-8}$ m/s
T3-wOPN-Ktriax-Cerema-400kPa	400	$8,8 \times 10^{-10}$ m/s
T3-oedo-Cerema	24	$3,5 \times 10^{-10}$ m/s
T3-oedo-LTHE	26	$2,2 \times 10^{-7}$ m/s

Ces résultats montrent que l'augmentation de la contrainte de confinement permet de diminuer la conductivité hydraulique du matériau d'un facteur 10. En comparaison avec les

résultats obtenus à l'oedoperméamètre au Cerema pour la plus faible contrainte de confinement (la conductivité hydraulique mesurée était de $3,5 \times 10^{-10}$ m/s), la conductivité hydraulique mesurée au perméamètre à parois souples type triaxial est nettement plus forte, se rapprochent ainsi de la mesure que nous avons réalisée à l'oedoperméamètre, pour la pression de confinement de 26 kPa sur les échantillons compactés à la teneur en eau w_{OPN} qui vaut $8,9 \times 10^{-7}$ m/s en lui restant encore bien supérieure.

d. T3 traité à 7% de BCAS

Deux éprouvettes ont été confectionnées avec le matériau T3 traité à 7% de BCAS. La première pour réaliser la mesure de conductivité hydraulique sous la contrainte de confinement de 50 kPa (T3-7% BCAS-Ktriax-Cerema-50kPa) et l'autre pour réaliser cette mesure sous la contrainte de confinement de 400 kPa (T3-7% BCAS-Ktriax-Cerema-400kPa). Les éprouvettes ont été compactées à la densité du Proctor normal et la teneur en eau visée est w_{OPN} . La teneur en eau après compactage pour ces deux éprouvettes est de 14,9% ce qui correspond à la teneur eau recherchée.

Le Tableau 6-45 regroupe les résultats de ces deux essais.

Tableau 6-45 : Conductivité hydraulique du matériau T3 traité à 7% de BCAS mesurée au perméamètre à parois souples pour deux contraintes de confinement (50 kPa et 400 kPa)

Echantillon	σ_c (kPa)	Conductivité hydraulique
T3-7% BCAS-Ktriax-Cerema-50kPa	50	$3,3 \times 10^{-10}$ m/s
T3-7% BCAS-Ktriax-Cerema-400kPa	400	$6,9 \times 10^{-11}$ m/s
T3-oedo-Cerema	24	$9,4 \times 10^{-11}$ m/s
T3-oedo-LTHE	26	$2,3 \times 10^{-10}$ m/s

Ces résultats montrent que l'augmentation de la contrainte de confinement permet de diminuer significativement la conductivité hydraulique du matériau. En comparaison avec les résultats obtenus à l'oedoperméamètre au Cerema pour la plus faible contrainte de confinement (la conductivité hydraulique mesurée était de $9,4 \times 10^{-11}$ m/s), la conductivité hydraulique mesurée au perméamètre à parois souples type triaxial est plus forte et se rapproche ainsi de la mesure que nous avons réalisée à l'oedoperméamètre, pour la pression de confinement de 26 kPa, mais sur les échantillons compactés à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ qui vaut $2,3 \times 10^{-10}$ m/s.

e. Conclusion sur les mesures de conductivités hydrauliques réalisées au perméamètre à parois souples type triaxial.

Les mesures de conductivité hydraulique au perméamètre à parois souples ont montré que l'augmentation de la contrainte de confinement permettait de diminuer la conductivité hydraulique du matériau (mis à part pour l'échantillon T12 sans traitement, où les conductivités hydrauliques sont très proches pour les deux contraintes de confinement 50 kPa et 400 kPa voir légèrement supérieure pour la plus forte).

La comparaison avec les essais réalisés à l'oedoperméamètre montre que les conductivités hydrauliques à charge hydraulique constante mesurées au perméamètre à parois souple sont proches des valeurs obtenues à l'oedoperméamètre au LTHE pour une contrainte de confinement verticale voisine.

On peut également remarquer qu'il y a relativement peu de différence entre les mesures de conductivité hydraulique de T12 et de T3 a taux de traitement en adjuvant équivalent.

Par contre, les valeurs obtenues au perméamètre à parois souples sont généralement éloignées des valeurs obtenues au Cerema à l'oedoperméamètre.

6.3.2.5. Mesure de la conductivité hydraulique en conditions oedométrique sous presse triaxiale (oedomètre – K_0)

a. *Principe de la mesure de la conductivité hydraulique à l'oedoperméamètre sous presse triaxiale (oedomètre – K_0)*

L'oedomètre K_0 à haute pression a été conçu pour mesurer la contrainte totale radiale en condition oedométrique. Le chargement est effectué sur une presse triaxiale. Cet essai a été réalisé uniquement sur les deux matériaux non traités.

Le compactage semi-statique s'effectue directement dans la cellule oedométrique. Les matériaux sont non traités. L'éprouvette n'est pas extraite de la bague oedométrique.

- Chargement par paliers

La cellule est posée sur le plateau d'une presse triaxiale. Le chargement est effectué en continu, puis la charge est maintenue à un niveau. Le premier palier spécifié est défini par la contrainte axiale effective $\sigma'_a = 11$ kPa pour T12 et 52 kPa en maintenant la contrainte effective latérale $\sigma'_r = K_0 \cdot \sigma'_a$ avec $K_0 = 0,5$, pour T3. Le tassement ΔH est enregistré en fonction du temps jusqu'à stabilisation. La déformation axiale est déterminée alors par $\varepsilon_a = \Delta H / H_0$, où H_0 est la hauteur initiale de l'éprouvette après la fin du compactage semi-statique.

La déformation axiale ε_a , la contrainte axiale σ'_a et la contrainte radiale σ'_r sont mesurées en continu. L'essai dure entre une et trois semaines.

D'autres paliers de chargement ont été effectués ensuite sous $\sigma'_a = 140$ et 410 kPa pour T12 et $\sigma'_a = 149$ et 410 kPa pour T3

- Perméabilité sous charge constante

Un dispositif comparable à celui des cellules triaxiales est monté sur les drainages de tête et de pied de l'oedomètre K_0 . La circulation de l'eau s'effectue sous charge constante à partir de deux contrôleurs pression-volume. La difficulté tient ici au maintien de la différence de pression entre le pied et la tête pour un faible gradient hydraulique, en raison de la faible hauteur de l'éprouvette oedométrique.

Plusieurs séquences de perméabilité ont été effectuées sous charge constante avec le dispositif utilisé pour les essais triaxiaux. Deux contrôleurs pression-volume produisent un écoulement ascendant dans l'éprouvette pour des différences de pression Δu faibles. Ils mesurent le débit entrant et le débit sortant. Une contre-pression $u_{cp} = 5$ kPa est appliquée en moyenne.

La durée des séquences varie entre 22 et 102 heures.

b. Résultats des mesures de conductivité hydraulique à l'oedoperméamètre K_0

Seules les mesures de la conductivité hydraulique des matériaux non traités T12 et T3 ont été réalisées par cette méthode. Les résultats pour le matériau T12 sont donnés dans le Tableau 6-46 et les résultats pour le matériau T3 sont donnés dans le Tableau 6-47.

L'échantillon T12 a été compacté à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ (14,9%) et l'échantillon T3 a, quant à lui, était compacté à la teneur en eau w_{OPN} (11.1%), tous deux à la densité du Proctor normal.

Les gradients hydrauliques pour les trois paliers de charges utilisés pour le matériau T12 et le matériau T3 sont également donnés dans la suite.

Tableau 6-46 : Conductivités hydrauliques du matériau T12 mesurées à l'oedoperméamètre K_0

Echantillon	Gradient hydraulique	Conductivité hydraulique
T12-wOPN+2%-K0-Cerema-11kPa	16	$4,7 \times 10^{-10}$ m/s
T12-wOPN+2%-K0-Cerema-140kPa	15	$4,4 \times 10^{-10}$ m/s
T12-wOPN+2%-K0-Cerema-140kPa	15	$3,7 \times 10^{-10}$ m/s
T12-wOPN+2%-K0-Cerema-410kPa	15	$3,7 \times 10^{-10}$ m/s

Les mesures sont homogènes quel que soit le palier de charge. Et du même ordre de grandeur que la conductivité hydraulique mesurée à l'oedoperméamètre classique

Tableau 6-47 : Conductivités hydrauliques du matériau T3 mesurées à l'oedoperméamètre K_0

Echantillon	Gradient hydraulique	Conductivité hydraulique
T3-wOPN-K0-Cerema-52kPa	13	$3,8 \times 10^{-10}$ m/s
T3-wOPN-K0-Cerema-52kPa	28	$3,5 \times 10^{-10}$ m/s
T3-wOPN-K0-Cerema-149kPa	17	$2,9 \times 10^{-10}$ m/s
T3-wOPN-K0-Cerema-149kPa	28	$4,0 \times 10^{-10}$ m/s
T3-wOPN-K0-Cerema-149kPa	39	$3,0 \times 10^{-10}$ m/s
T3-wOPN-K0-Cerema-410kPa	27	$3,2 \times 10^{-10}$ m/s

Comme pour le matériau T12, les mesures sont homogènes quel que soit le palier de charge, et du même ordre de grandeur que la conductivité hydraulique mesurée à l'oedoperméamètre classique

6.4. Conclusions

Les Figure 6-55 et Figure 6-56 regroupent l'ensemble des mesures moyennes des conductivités hydrauliques de tous les matériaux testés, pour toutes les méthodes au LTHE ou au Cerema.

Ces figures montrent que presque tous les matériaux traités testés ont une conductivité hydraulique inférieure à la limite réglementaire de 10^{-9} m/s, utilisée pour les barrières passives de centre de stockage de déchets. La valeur de $3,3 \times 10^{-10}$ m/s n'est quant à elle atteinte uniquement pour des matériaux traités à la BCAS.

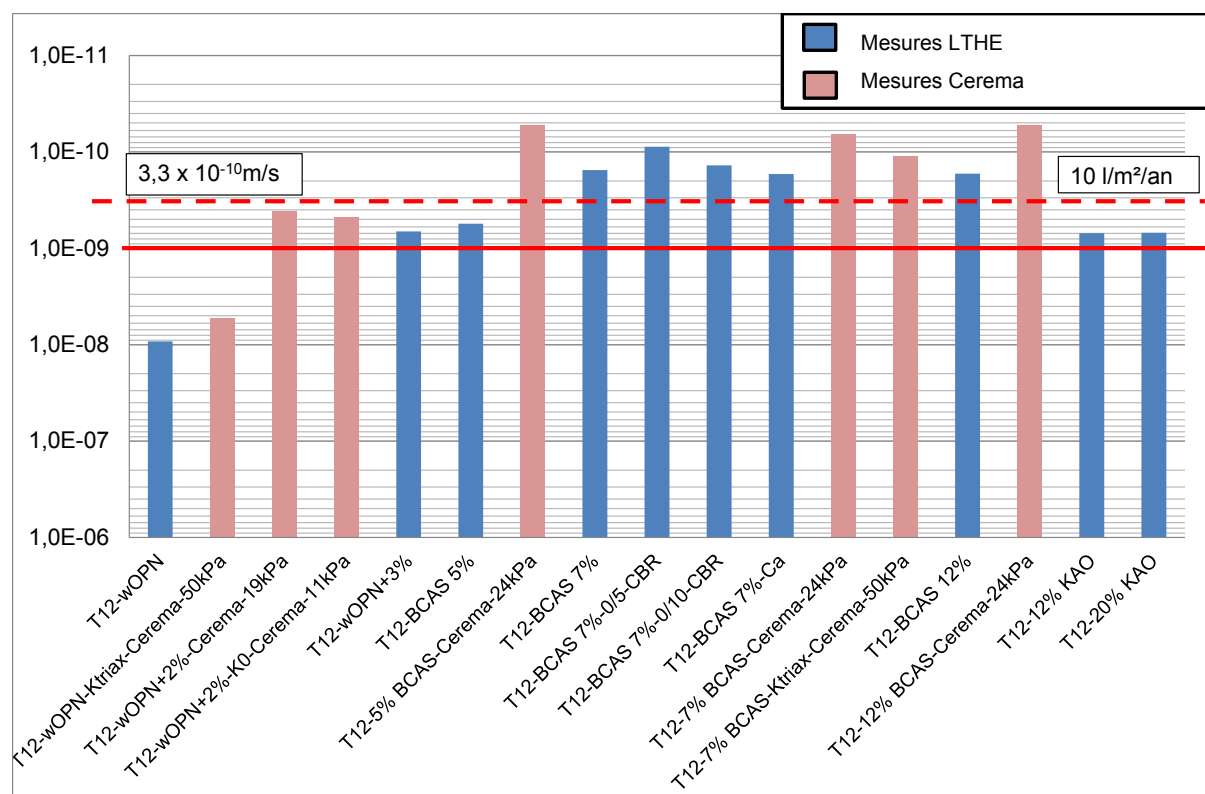


Figure 6-55 : Ensemble des conductivités hydrauliques mesurées sur le matériau T12

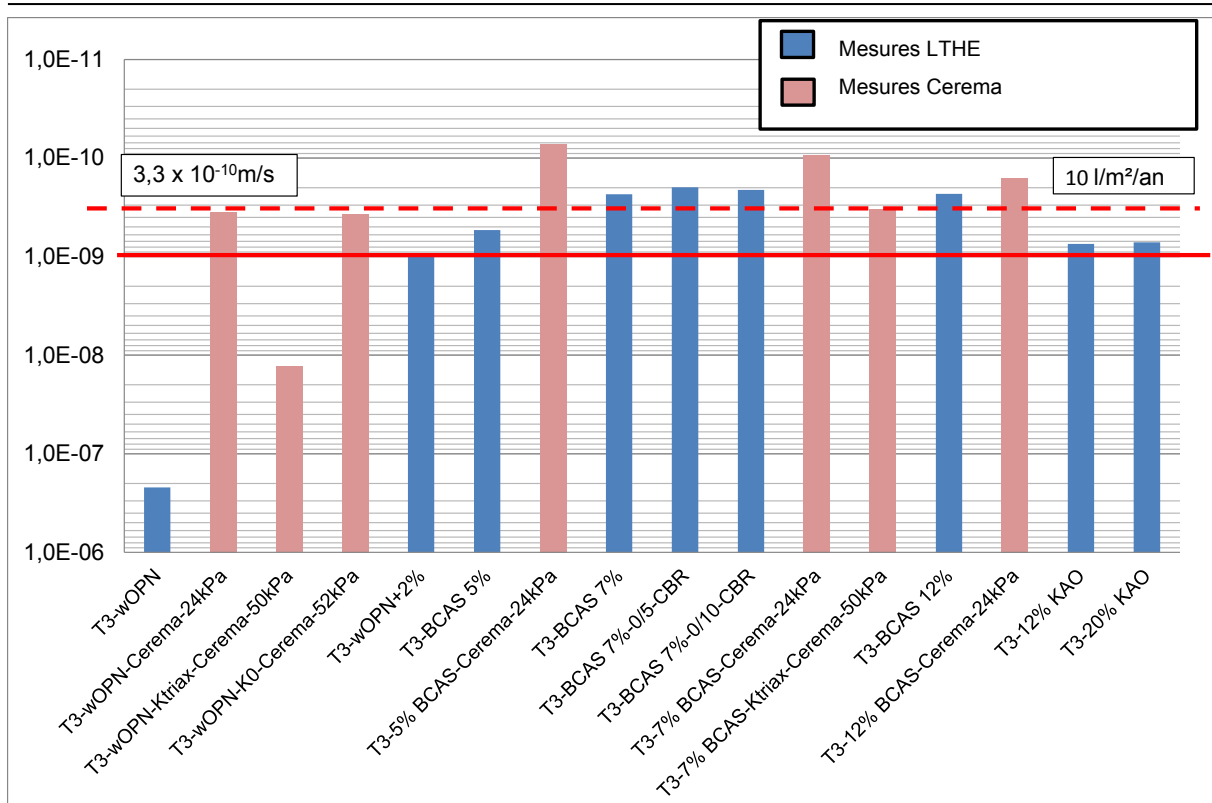


Figure 6-56 : Ensemble des conductivités hydrauliques mesurées sur le matériau T3

Cette étude montre également la difficulté de mesurer les conductivités hydrauliques très faibles puisque des écarts apparaissent entre les mesures réalisées au LTHE et au Cerema. Ces écarts pouvant probablement être en partie causés par les différences dans la méthodologie de préparation des échantillons testés.

Rappelons que la conductivité hydraulique est le paramètre des sols qui a la plus grande variation possible puisque ses valeurs s'étalent sur plus de dix ordres de grandeur.

Chapitre n° 7	INFLUENCE D'UN TRAITEMENT A LA BCAS SUR UN MATERIAU EN CONDITIONS NON SATUREES
----------------------	---

Les matériaux en place seront généralement en conditions non saturées, le comportement des matériaux T12 et T3 non traités et traités (décrits au chapitre 4) est étudié dans ce chapitre.

Un essai de succion a été réalisé sur les sols T12 et T3 à différents traitements et les résultats obtenus ont permis de construire le début de la courbe de rétention des matériaux (partie de la courbe correspondante aux valeurs de succions faibles), car l'expérience au bac à sable ne permet pas d'obtenir de fortes succions et la mesure à l'extracteur (Stoltz, 2009) n'a pas pu être effectuée.

Cette étude a été complétée par l'étude de percolation au simple anneau en conditions de laboratoire. Une modélisation numérique en non saturé a été effectuée à l'aide du logiciel Hydrus, pour cet essai.

7.1. Description de l'essai au bac à sable

L'essai au bac à sable consiste à appliquer une succion déterminée, aux échantillons de sols placés dans la boîte (bac à sable), afin de déterminer la teneur en eau à l'équilibre correspondante au niveau de succion.

Le matériel utilisé pour cet essai est montré à la Figure 7-1 et schématisé à la Figure 7-2 (Eijkelkamp, 2007).

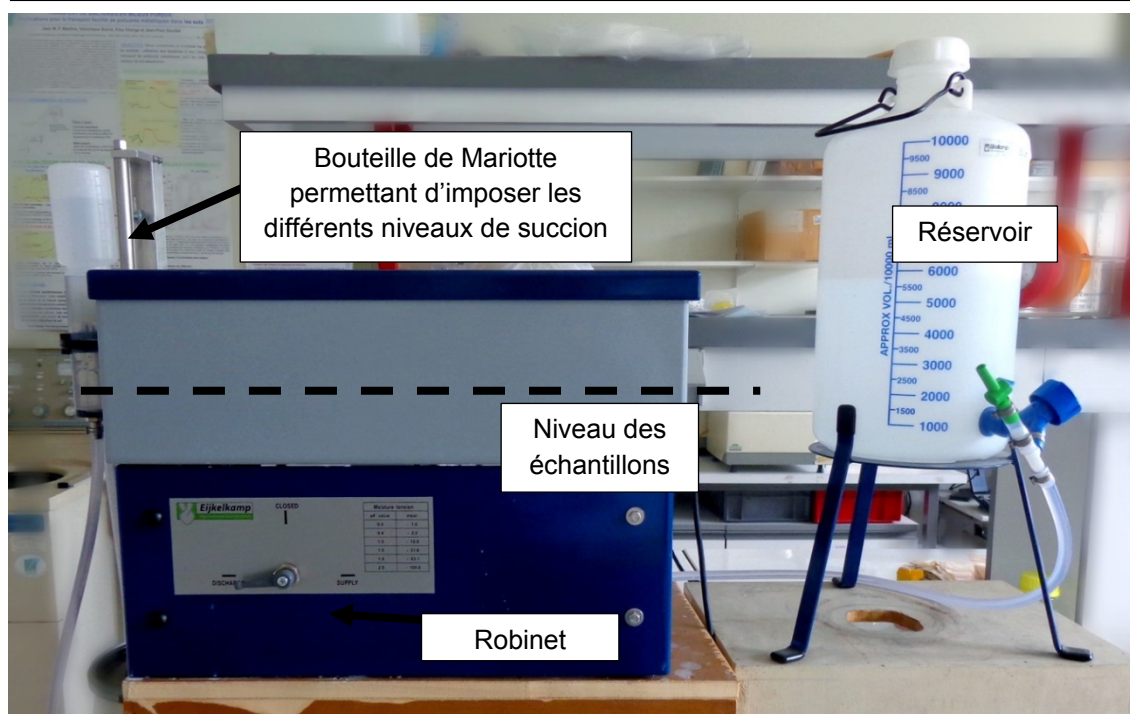


Figure 7-1 : Photographie du matériel du bac à sable

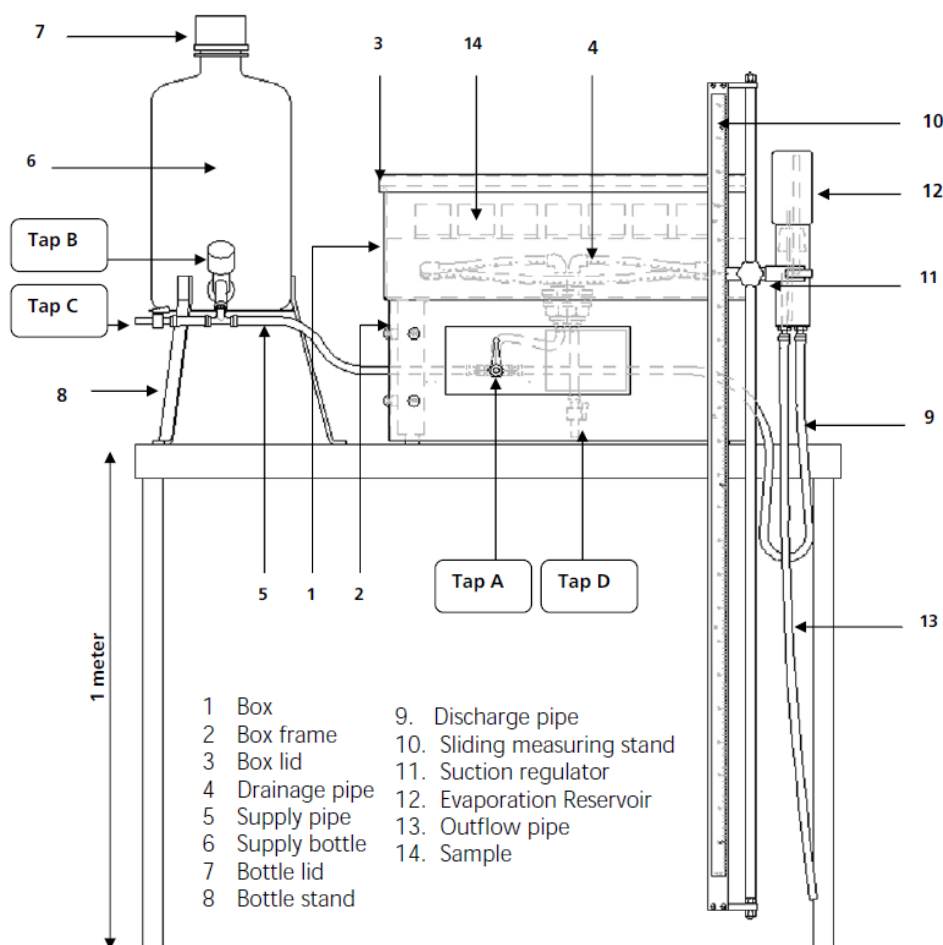


Figure 7-2 : Schéma du bac à sable

Le bac à sable (1) contient un sable limoneux fin de type "kaolin" séparé des échantillons par un filtre en nylon très fin permettant d'assurer un très bon contact entre le sable et les échantillons. Le sable a pour objectif de transmettre la succion voulue aux échantillons testés sans se désaturer.

Un couvercle (3) est positionné au-dessus des échantillons pour fermer le bac à sable et éviter l'évaporation durant l'essai.

Le robinet A peut être mis sur 3 positions "supply", "discharge", et "closed". La position "supply" permet à l'eau de circuler du réservoir d'eau (6) au bac à sable afin de le remplir. La position "discharge" permet à l'eau de passer dans un tube (9) relié à la bouteille de Mariotte (12) avant de sortir par le tuyau d'évacuation (13). Enfin la position "closed" permet d'interrompre toute circulation d'eau dans le bac à sable.

La bouteille de Mariotte (12) est un système permettant de maintenir la charge hydraulique à un niveau constant lorsque le robinet A n'est pas en position "closed".

Le niveau de succion est déterminé par la pression négative, qui représente la différence de hauteur entre la position de la bouteille de Mariotte sur le réglé (11), et le milieu des échantillons (14). La succion augmente lorsque la bouteille de Mariotte est descendue. Avec cet appareillage, l'intervalle de succion applicable aux échantillons est compris entre 0,10 kPa et 10 kPa, qui correspond à une hauteur de la bouteille de Mariotte par rapport au milieu des échantillons de -0.01 m à -1 m.

Du fait de cette limite en différence de hauteur, le bac à sable ne peut être utilisé que pour déterminer les teneurs en eau des échantillons pour de faibles valeurs de succion.

Comme cela a déjà été précisé auparavant, la teneur en eau des échantillons est mesurée en fonction de niveaux de succion choisis, qui correspondent à des valeurs de pF précisées sur le réglé (10).

pF exprime la force capillaire de rétention de l'eau dans l'espace entre les grains du sol. C'est également une unité de mesure de la succion dont la relation est donnée dans l'équation [7-1].

$$pF = \log_{10} h[cm] = \log_{10} (100 \times h[m]) = 2 + \log_{10} h[m] \quad [7-1]$$

avec:

- h la succion exprimée en hauteur d'eau en m, calculée avec l'expression [7-2].

$$h = \frac{s}{\gamma_w} \quad [7-2]$$

où s est la succion en kPa et γ_w le poids volumique de l'eau en kN/m³.

Connaissant la valeur de pF appliquée pour chaque niveau de la bouteille de Mariotte, il est possible de retrouver la hauteur d'eau équivalente [7-1] et la succion [7-2]

Les paliers de succion utilisés dans l'essai au bac à sable sont donnés dans le Tableau 7-1.

Tableau 7-1 : Succion des différents paliers de l'essai au bac à sable

Palier	pF	h [m]	s [kPa]
1	0,00	0,0100	0,10
2	0,40	0,0251	0,25
3	1,00	0,1000	1,00
4	1,50	0,3162	3,16
5	1,80	0,6310	6,31
6	2,00	1,0000	10,00

L'essai au bac à sable est divisé en deux étapes. La première est la phase de saturation et la seconde est la phase de succion.

Durant la phase de saturation, les échantillons sont placés dans le bac à sable et le niveau d'eau est monté jusqu'à un centimètre du haut des échantillons, qui mesurent 3 cm de hauteur environ (soit 2 cm au-dessus du niveau du sable limoneux). Le temps nécessaire pour atteindre la saturation d'un échantillon dépend de sa composition et de sa granulométrie.

Durant la phase de succion, lorsque la masse de chaque échantillon est stabilisée pour une succion donnée, cette masse est alors considérée comme étant la masse à l'équilibre de l'échantillon pour le palier donné. La bouteille de Mariotte est alors descendue jusqu'au palier pF suivant (la succion est alors augmentée). Cette méthodologie est utilisée pour chaque palier de succion.

A la fin de l'essai, les échantillons sont séchés à l'étuve à 105°C, afin de pouvoir mesurer leur masse sèche. Cette mesure de la masse sèche permet ensuite de déduire la teneur en eau des échantillons pour chaque palier de succion (cf 7.4).

7.2. Préparation des échantillons

Chaque échantillon utilisé dans l'essai au bac à sable a été confectionné de la même façon et est similaire à celui présenté à la Figure 7-3. Il se compose de la manière suivante :

- le matériau de base est compacté dans un moule standard à l'énergie du Proctor normal,
- un anneau métallique utilisé pour extraire l'échantillon du moule Proctor est conservé pendant l'essai afin d'assurer le confinement radial de l'échantillon,
- un filtre utilisé pour éviter la perte de particule fine de matériau pendant l'essai de succion, qui assure le contact avec le bac à sable,
- un joint torique élastique utilisé pour maintenir le filtre en tension en place.



Figure 7-3 : Echantillon utilisé dans le bac à sable (échantillon T3 à $w_{OPN}+2\%$ et non traité)

15 échantillons ont été testés simultanément au bac à sable. Ces échantillons sont :

- 2 échantillons du matériau T12 à $w_{OPN}+2\%$ et non traités (T12 0%-E1 et E2),
- 2 échantillons T12 à $w_{OPN}+2\%$ et traités à 5% de BCAS (T12 5%-E1 et E2),
- 2 échantillons T12 à $w_{OPN}+2\%$ et traités à 7% de BCAS (T12 7%-E1 et E2),
- 2 échantillons T12 à $w_{OPN}+2\%$ et traités à 12% de BCAS (T12 12%-E1 et E2),
- 2 échantillons du matériau T3 à $w_{OPN}+2\%$ et non traités (T3 0%-E1 et E2),
- 1 échantillon T3 à $w_{OPN}+2\%$ et traité à 5% de BCAS (T3 5%-E1),
- 2 échantillons T3 à $w_{OPN}+2\%$ et traités à 7% de BCAS (T3 7%-E1 et E2),
- 2 échantillons T3 à $w_{OPN}+2\%$ et traités à 12% de BCAS (T12 7%-E1 et E2).

La Figure 7-4 présente tous les échantillons avant leur mise en place dans le bac à sable.

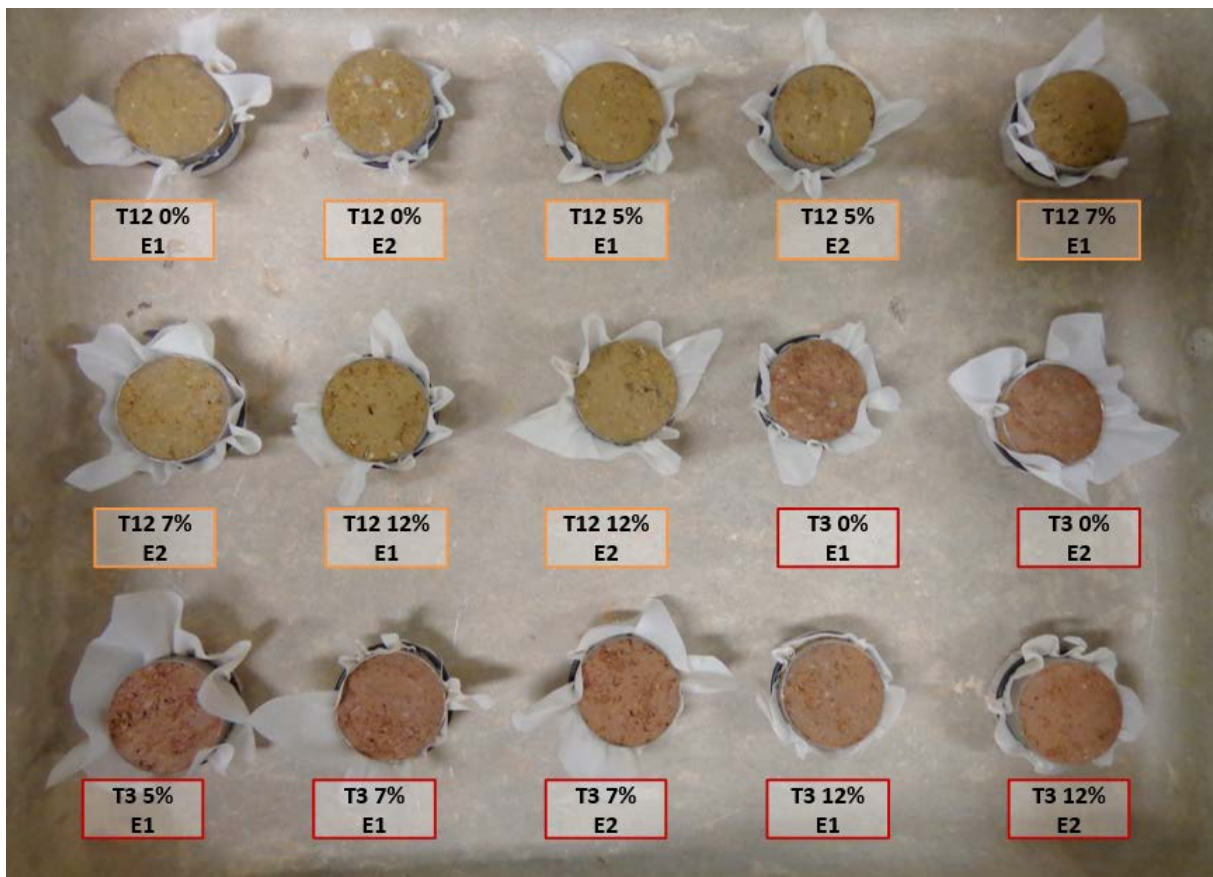


Figure 7-4 : 15 Echantillons testés au bac à sable avant le début de l'essai

L'échantillon T3 5% n'a pas été doublé car l'anneau était abîmé. C'est cet échantillon qui a été choisi pour ne pas être doublé car le matériau T3 est moins présent dans la couverture du CSM (voir Chapitre 2), qui est principalement composée du matériau T12. De plus, au vu des résultats des mesures de conductivité hydraulique sur les matériaux traités à la BCAS, les taux permettant d'atteindre la valeur cible de $3,3 \times 10^{-10}$ m/s sont 7% de BCAS et 12% de BCAS.

La procédure de préparation des échantillons suivie est donc la suivante :

1. Compactage des matériaux (traités ou non traités) dans un moule Proctor normal à l'énergie Proctor normal,
2. Extraction de l'échantillon avec une presse hydraulique,
3. Mise en place du filtre et mesure des dimensions et de la masse de l'échantillon.

Toutes les pesées des échantillons de cette étude ont été réalisées avec une balance dont la précision est de $\pm 0,01$ g.

7.2.1. Compactage des échantillons

La première étape de préparation des échantillons consiste à compacter le matériau dans un moule Proctor normal à l'énergie du Proctor normal. La teneur en eau visée est $w_{OPN} + 2\%$.

Après compactage la teneur en eau réelle du matériau compacté dans le moule est vérifiée en séchant à l'étuve un échantillon prélevé sur ce dernier. Enfin le poids volumique sec du moule peut être déterminé. Ces résultats sont donnés pour chaque échantillon dans le Tableau 7-2.

Tableau 7-2 : Teneur en eau et poids volumique sec des échantillons du bac à sable

	w_{OPN}	$w_{OPN+2\%}$ <i>Valeur cible</i>	$w_{OPN+2\%}$ <i>Valeur réelle</i>	γ_d OPN+2% [kN/m ³]
T12 0%	12,3%	14,3%	14,3%	18,8
T12 5%	14,9%	16,9%	17,9%	17,5
T12 7%	16,4%	18,4%	19,7%	16,9
T12 12%	17,6%	19,6%	21,4%	16,5
T3 0%	11,1%	13,1%	12,6%	19,5
T3 5%	14,2%	16,2%	16,8%	18,1
T3 7%	15,0%	17,0%	17,4%	17,9
T3 12%	15,2%	17,2%	18,4%	17,4

On peut remarquer que dans la plupart des cas, la teneur en eau réelle est plus forte que la teneur en eau cible ($w_{OPN+2\%}$). Cependant ces teneurs en eau restent dans une gamme proche des valeurs souhaitées et dans l'intervalle des teneurs en eau classiques de mise en œuvre d'une barrière passive en matériau fin dans les centres de stockage [$w_{OPN+2\%}$; $w_{OPN+6\%}$] (ADEME, BRGM, 2001).

Le terme $w_{OPN+2\%}$ sera utilisé dans la suite pour se référer aux teneurs en eau cibles et non réelles des échantillons.

7.2.2. Prélèvement de l'échantillon à la presse hydraulique

L'anneau métallique utilisé pour le carottage a été pesé et ensuite positionné à la surface supérieure du sol compacté dans le moule Proctor. Pour enfoncer l'anneau métallique en perturbant au minimum l'échantillon, une presse hydraulique est utilisée (voir Figure 7-5). De plus l'anneau a été lubrifié par une fine couche de graisse limitant ainsi les efforts de friction lors du fonçage.



Figure 7-5 : Fonçage de l'anneau métallique à la presse hydraulique pour la préparation des échantillons du bac à sable

Le second échantillon est prélevé en utilisant la même méthode sur la face inférieure du moule Proctor. Ensuite les échantillons sont retirés avec précaution du moule et surfacés pour qu'ils soient bien à faces planes.

Par cette méthode deux échantillons ont été prélevés (E1 et E2) sur chaque moule et préparés, à l'exception du matériau T3 5% pour lequel un seul échantillon a été obtenu, pour les raisons déjà citées.

7.2.3. Mesure des dimensions et de la masse des échantillons

Les échantillons sont mis en place dans le bac à sable. La masse des échantillons est mesurée à chaque étape de préparation. Ces pesées effectuées sont :

- masse de l'anneau métallique (m_{anneau}),
- masse de l'anneau et du sol ($m_{\text{sol+anneau}}$),
- masse de l'anneau, du sol, du filtre et de l'élastique ($m_{\text{sol+anneau+filtre+élastique}}$),
- masse du filtre et de l'élastique ($m_{\text{filtre+élastique}}$) déduite des deux précédentes, $m_{\text{sol+anneau+filtre+élastique}}$ et $m_{\text{sol+anneau}}$.

Les valeurs de chacune de ces masses pour chaque échantillon sont données dans le Tableau 7-3 pour les matériaux T12 et dans le Tableau 7-4 pour les matériaux T3.

Tableau 7-3 : Pesées successives en début d'essai au bac à sable (matériau T12)

	T12 0% E1	T12 0% E2	T12 5% E1	T12 5% E2	T12 7% E1	T12 7% E2	T12 12% E1	T12 12% E2
m_{anneau} en (g)	41,03	41,40	43,26	42,82	55,41	42,80	43,24	43,03
m_{sol+anneau} en (g)	162,95	162,80	155,46	157,35	163,07	154,12	153,74	153,79
m_{sol+anneau+filtre+élastique} en (g)	164,78	163,95	157,30	159,09	164,90	155,99	155,55	155,66
m_{filtre+élastique} en (g)	1,83	1,15	1,84	1,74	1,83	1,87	1,81	1,87
γ_d initial en (kN/m³)	18,1	17,9	15,9	16,2	15,0	15,6	15,10	15,2

Tableau 7-4 : Pesées successives en début d'essai au bac à sable (matériau T3)

	T3 0% E1	T3 0% E2	T3 5% E1	T3 7% E1	T3 7% E2	T3 12% E1	T3 12% E2
m_{anneau} en (g)	42,39	41,92	43,55	41,35	42,77	43,25	41,80
m_{sol+anneau} en (g)	162,03	166,84	159,23	158,20	156,57	157,87	158,13
m_{sol+anneau+filtre+élastique} en (g)	163,89	168,78	161,20	160,09	158,47	159,58	159,79
m_{filtre+élastique} en (g)	1,86	1,94	1,97	1,89	1,90	1,71	1,66
γ_d initial en (kN/m³)	18,0	18,5	16,5	16,6	16,3	16,1	16,3

On peut remarquer une diminution du poids volumique significative entre celui mesuré dans le moule Proctor et celui de l'échantillon. Cette différence semble être causée lors prélèvement de l'échantillon par fonçage dans le moule Proctor.

En ce qui concerne les dimensions des échantillons, la hauteur H a été mesurée au pied à coulisse, le diamètre d et le volume V_0 sont constants pour tous les échantillons.

Les valeurs de d, H_0 et V_0 sont données dans le Tableau 7-5 pour les échantillons T12 et dans le Tableau 7-6 pour les échantillons T3.

Le volume V pourra varier, en fonction du gonflement-retrait du matériau.

Tableau 7-5 : Dimensions des échantillons du bac à sable des matériaux T12

	T12 0% E1	T12 0% E2	T12 5% E1	T12 5% E2	T12 7% E1	T12 7% E2	T12 12% E1	T12 12% E2
d (cm)	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
H₀ (cm)	2,97	2,97	3,00	3,03	2,98	3,00	3,02	3,00
V₀ (cm)	58,32	58,32	58,90	59,49	58,51	58,90	59,30	58,90

Tableau 7-6 : Dimensions des échantillons du bac à sable des matériaux T3

	T3 0% E1	T3 0% E2	T3 5% E1	T3 7% E1	T3 7% E2	T3 12% E1	T3 12% E2
d (cm)	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
H₀ (cm)	2,96	3,01	3,03	2,99	2,98	3,00	3,03
V₀ (cm)	58,12	59,10	59,49	58,71	58,51	58,90	59,49

7.3. Préliminaires à l'essai

Avant de décrire le protocole de l'essai (paragraphe 7.4), il est nécessaire d'introduire les paramètres et les équations utilisés pendant l'essai pour en suivre son évolution.

Avant la fin de l'essai, il n'est pas possible de connaître la masse sèche des échantillons. A la fin de l'essai, après séchage à l'étuve, les valeurs des masses sèches sont utilisées pour calculer les différents paramètres (voir paragraphe 7.5).

Les équations utilisées pour calculer les paramètres de rétention sont données dans le paragraphe 7.3.2.

Dans les calculs, la constante d'accélération de pesanteur g et le poids volumique de l'eau utilisés sont :

- $g=10 \text{ m/s}^2$
- $\gamma_w=10 \text{ kN/m}^3$

7.3.1. Calcul des masses sèches et des poids volumiques secs des échantillons

La masse sèche des échantillons est calculée en utilisant l'équation [7-3].

$$m_s = \frac{m_{\text{sol+anneau}} - m_{\text{anneau}}}{1 + w} \quad [7-3]$$

avec :

- m_s la masse sèche en g, $m_{\text{sol+anneau}}$ et m_{anneau} déjà définies,
- w la teneur en eau massique.

Les poids volumiques des échantillons sont calculés avec l'équation [7-4].

$$\gamma_d = \frac{m_d}{V} g \quad [7-4]$$

où γ_d est le poids volumique sec de l'échantillon considéré (en kN/m^3).

7.3.2. Calcul des teneurs en eau et de la saturation

Les équations utilisées pour calculer la teneur en eau massique w , volumétrique θ et la saturation S sont données dans ce paragraphe.

$$\text{Teneur en eau massique} \quad w = \frac{m_w}{m_s} = \frac{m_h - m_s}{m_s} \quad [7-5]$$

m_w étant la masse d'eau contenue dans l'échantillon (g).

$$\text{Teneur en eau volumique} \quad \theta = w \cdot \frac{\gamma_d}{\gamma_w} \quad [7-6]$$

où γ_d est le poids volumique sec (kN/m^3) calculé avec l'équation [7-4] et γ_w le poids volumique de l'eau (kN/m^3).

$$\text{Degré de saturation} \quad S = w \cdot \frac{\gamma_s \gamma_d}{\gamma_w (\gamma_s - \gamma_d)} \quad [7-7]$$

où γ_s est le poids volumique des grains (kN/m^3).

Le degré de saturation est compris entre 0% et 100%.

7.4. Procédure d'essai

Le test a commencé le 22 avril 2014 et s'est terminé le 1^{er} juillet 2014 pour une durée de 71 jours.

Dans les paragraphes suivants les points suivants de la procédure d'essai seront discutés :

- les différentes phases de l'essai (préparation du bac à sable, phase de saturation, et phase de succion),
- suivi de la température et de l'humidité relative de l'air dans le bac à sable,
- problèmes rencontrés pendant l'essai.

7.4.1. Préparation du bac à sable

Avant de placer les échantillons dans le bac à sable, le matériel doit être préparé. Les détails d'assemblage du bac à sable sont donnés dans *Operating Instructions* de Eijkelkamp (2007). Dans ce paragraphe seules les étapes de préparation seront décrites puisque le matériel avait déjà été utilisé au LTHE.

Premièrement la surface du sable dans le bac à sable doit être lisse et nivelée. Ensuite le robinet A (voir Figure 7-2) a été placé en position "supply". Et le robinet B a été ouvert (voir Figure 7-2). Ainsi l'eau peut circuler du réservoir vers le bac à sable en faisant remonter les bulles d'air prisonnières du sable. Cette position est conservée jusqu'à ce que le niveau d'eau soit à 1 cm au-dessus du sable. Ensuite les robinets sont fermés et les bulles d'air coincées entre le sable et le filtre de protection sont retirées en les poussant doucement vers les extrémités.

Une fois que les bulles d'air ont été retirées, le robinet A a été placé en position "discharge" afin de faire redescendre le niveau de l'eau un demi centimètre sous la surface du sable. Après cette première procédure, les échantillons ont été positionnés dans le bac à sable avec le côté recouvert du filtre en contact avec le filtre de protection du bac à sable. Avant de commencer la phase de saturation il a été nécessaire de faire une carte de positionnement des échantillons afin qu'ils soient toujours replacés exactement à la même place après chaque pesée. Les échantillons ne doivent pas être pivotés, mais doivent rester avec la même orientation afin que les conditions de contact soient strictement les mêmes durant tout l'essai.

La Figure 7-6 donne le plan de positionnement des échantillons dans le bac à sable.

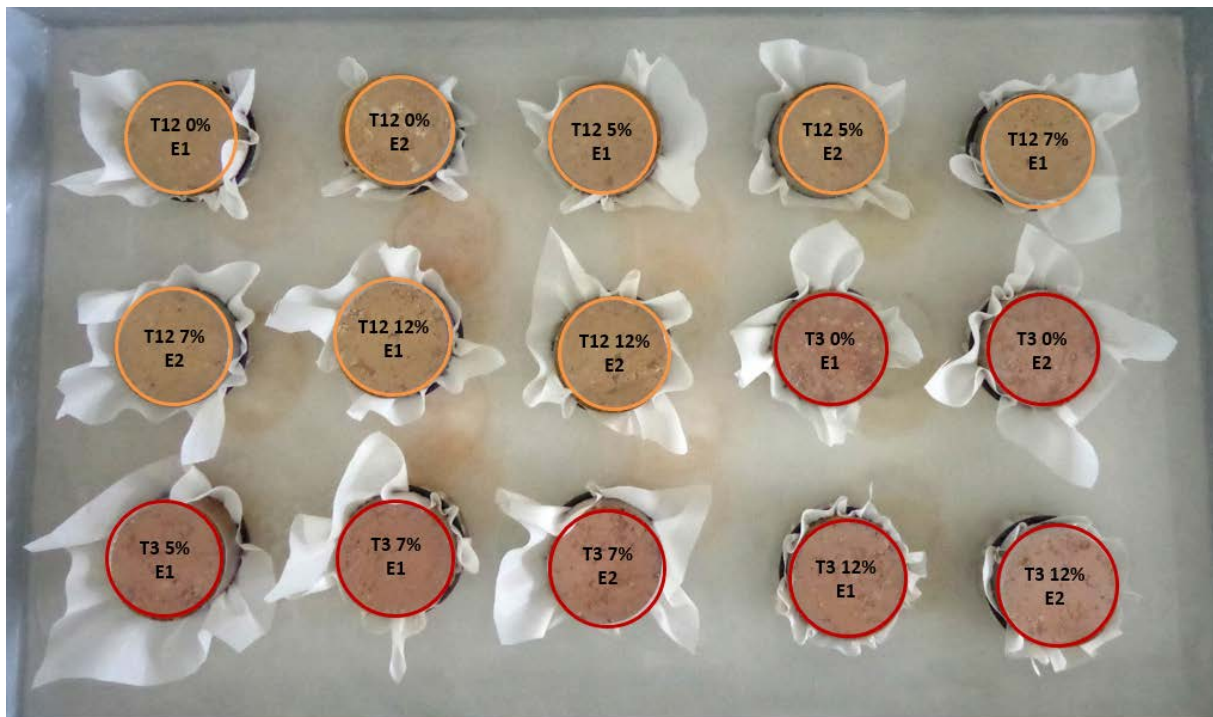


Figure 7-6 : Plan de positionnement des échantillons dans le bac à sable.

7.4.2. Phase de saturation

Après avoir positionné les échantillons dans le bac à sable, ceux-ci ont été laissés au repos pendant 1 heure pour stabiliser l'humidité. Ensuite le robinet A a été placé sur la position "supply" afin de remonter le niveau d'eau jusqu'à 1 cm sous le sommet des échantillons (voir Figure 7-7) puis remis sur la position "closed". Le niveau d'eau doit être remonté lentement pour éviter d'emprisonner des bulles d'air et de modifier la structure des échantillons (Eijkelkamp, 2007).



Figure 7-7 : Niveau d'eau 1 cm sous le sommet des échantillons en phase de saturation

Le bac à sable a ensuite été fermé pour éviter l'évaporation. La durée de saturation des échantillons dépend du type de sol allant de quelques jours pour des sols sableux à plus d'une semaine pour des sols argileux.

La caractérisation des matériaux a montré (chapitre 4) que les échantillons avaient une fraction fine importante (part d'autant plus importante que le traitement à la bentonite est fort). Le temps de saturation nécessaire est donc d'autant plus long. La saturation a ainsi duré près de 4 semaines, du 23 avril au 19 mai soit 26 jours.

Dans le but de vérifier si les échantillons étaient saturés, ils ont été pesés après une semaine de saturation, puis 24h plus tard afin de voir si la masse continuait d'augmenter. Lorsque les masses n'augmentent plus on peut considérer que l'échantillon est saturé.

Ces pesées sont utilisées pour calculer la teneur en eau à $pF=0$ ($h=0,01$ m), qui correspond à la saturation du matériau.

Du fait des fluctuations dans les mesures des masses des échantillons, il a été difficile de clairement déterminer quand les échantillons étaient saturés ou pas. Néanmoins pour éviter les changements dans la structure des échantillons, la phase de saturation a été considérée comme terminée lorsque pour, tous les échantillons, la différence entre deux mesures successives espacées de 24h était inférieure à 0,2%. Les facteurs étant à l'origine de ces fluctuations sont détaillés au paragraphe 7.5.

7.4.3. Phase de succion

Lorsque tous les échantillons du bac à sable ont été considérés comme saturés, la phase de succion a débuté. Cette phase a duré du 19 mai au 1^{er} juillet soit 43 jours au total.

Pendant toute la durée de cette phase, le robinet A est sur la position "discharge", et la bouteille de Mariotte a été descendue au palier suivant une fois l'équilibre atteint pour chaque échantillon.

Pour définir l'équilibre d'un échantillon, il est pesé deux fois à 24h d'intervalle. La teneur en eau volumique θ est calculée avec l'équation [7-6]. Si la différence entre les deux teneurs en eau volumiques est inférieure à 0,2% l'échantillon est considéré comme étant à l'équilibre. Si cette condition n'est pas remplie, la mesure est recommencée une semaine plus tard jusqu'à ce que le critère soit vérifié (γ_d de la formule [7-6] est approché, puisqu'il est obtenu qu'après la fin de l'essai et passage à l'étuve).

Dans certains cas, une différence des deux teneurs en eau mesurées légèrement supérieure à 0,2% a été acceptée du fait de la difficulté d'atteindre cette limite dans des temps d'essai acceptables notamment pour les échantillons traités à 12% de BCAS.

7.4.4. Suivi de la température et de l'humidité relative

Afin de contrôler les conditions de l'essai, la température et l'humidité relative dans le bac à sable ont été enregistrées pendant l'essai avec une sonde de température et d'humidité relative de l'air. Grace à ce système, le suivi de ces deux paramètres peut être fait en continu sur une longue période. Les données ont été enregistrées toutes les heures du 13 mai au 24 juin. La Figure 7-8 représente ces données.

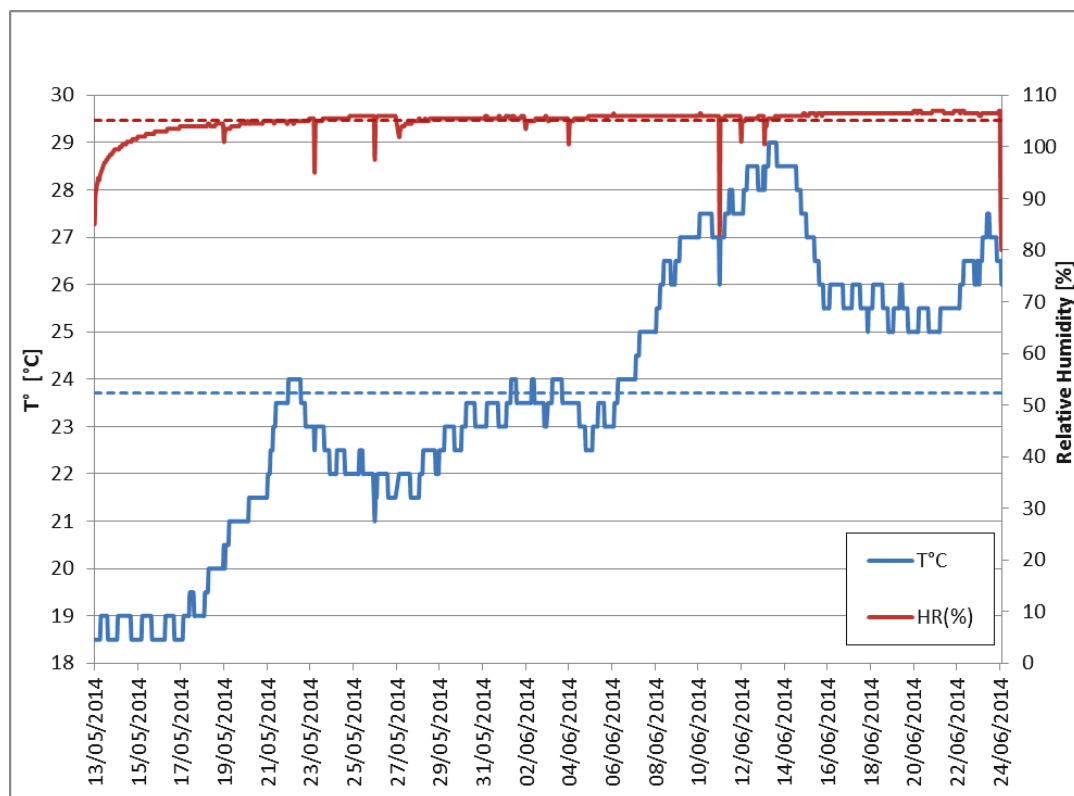


Figure 7-8 : Suivi de l'humidité relative HR et de la température dans le bac à sable

Les lignes pointillées représentent la moyenne des valeurs des deux paramètres.

Sur cette période de mesure, l'humidité relative est restée constante, proche de 100% (valeurs données par le capteur) ou supérieures à 100% mais cela est dû à la précision du capteur (HR ne pouvant pas être supérieur à 100%). Le suivi des températures montre une variation plus importante de ce paramètre de $\pm 5^{\circ}\text{C}$ autour de la valeur moyenne $23,7^{\circ}\text{C}$. Ces

variations sont dues aux conditions climatiques changeantes mais ne devraient pas entraîner de modification notable dans les conditions de l'essai. L'humidité de 100% dans le bac est due à l'évaporation de l'eau du sable et des échantillons. La stabilité de l'humidité de l'air montre que le couvercle du bac à sable est plutôt étanche.

7.4.5. Masse sèche des échantillons et masse des filtres

Une fois les mesures terminées pour chaque palier de succion choisi, les échantillons ont été retirés du bac à sable, séchés à l'étuve à 105°C puis pesés afin d'obtenir la masse sèche réelle de l'échantillon m_s .

Dans le but de corriger les résultats (comparaison faite aux paragraphes 7.5 et 7.6) la masse de l'élastique $m_{\text{élastique}}$, et du filtre sec $m_{s(\text{filtre})}$ puis saturé $m_{\text{sat}(\text{filtre})}$ ont été mesurées. Les masses sèches des filtres ont été mesurées après séchage à l'étuve et les masses saturées après immersion dans l'eau.

Ces mesures sont toutes regroupées dans le Tableau 7-7 pour le matériau T12 et dans le Tableau 7-8 pour le matériau T3.

Tableau 7-7 : Mesures des masses après essai au bac à sable du matériau T12

	T12 0% E1	T12 0% E2	T12 5% E1	T12 5% E2	T12 7% E1	T12 7% E2	T12 12% E1	T12 12% E2
m_s en (g)	105,77	104,54	93,45	96,33	88,20	91,81	89,46	89,79
$m_{s(\text{filtre})}$ en (g)	0,46	0,35	0,43	0,37	0,44	0,46	0,42	0,48
$m_{\text{sat}(\text{filtre})}$ en (g)	0,99	0,65	0,92	0,76	1,04	1,14	0,80	0,99
$m_{\text{(élastique)}}$ en (g)	1,55	1,56	1,54	1,54	1,52	1,52	1,57	1,54

Tableau 7-8 : Mesures des masses après essai au bac à sable du matériau T3

	T3 0% E1	T3 0% E2	T3 5% E1	T3 7% E1	T3 7% E2	T3 12% E1	T3 12% E2
m_s en (g)	104,70	109,18	98,07	97,65	95,56	94,85	96,99
$m_{s(\text{filtre})}$ en (g)	0,48	0,54	0,53	0,52	0,49	0,37	0,36
$m_{\text{sat}(\text{filtre})}$ en (g)	0,93	1,04	1,12	1,07	1,10	0,68	0,79
$m_{\text{(élastique)}}$ en (g)	1,57	1,58	1,55	1,54	1,55	1,56	1,54

7.5. Problèmes rencontrés et corrections

L'interprétation et la correction des résultats de l'essai au bac à sable est une étape importante et délicate. En effet cet essai a été sujet à différents problèmes qui peuvent avoir des effets sur la précision des mesures. De plus cet essai est réalisé sur des échantillons de

petite taille, ainsi le moindre changement dans les conditions d'essai ou dans l'échantillon peut avoir des répercussions importantes sur les masses mesurées et donc sur les résultats finaux de rétention. Il est donc nécessaire de reporter toutes les raisons possibles de divergences pouvant apparaître au cours des phases de saturation ou de succion. Dans la suite, les problèmes rencontrés suivants seront discutés :

- positionnement du point de succion nulle,
- surestimation de la teneur en eau du filtre,
- estimation de la masse du filtre pendant l'essai,
- gonflement des échantillons traités à la bentonite,
- perte de fines,
- apparition de moisissures sur la face supérieure des échantillons.

7.5.1. Positionnement du point de référence

Comme expliqué précédemment, le point de référence pour la succion nulle est le milieu de l'échantillon. Cependant le niveau d'eau est 1 cm sous le sommet de l'échantillon. De ce fait la tension capillaire varie de plus 1 cm au bas de l'échantillon à H-1 cm en haut en prenant H la hauteur de l'échantillon (Eijkelkamp, 2007). Ce manque de précision vient du principe même de l'essai et impacte la valeur de la teneur en eau calculée lors de la saturation ($pF=0$). Puis cette imprécision impacte de moins en moins les résultats avec l'augmentation de la succion (Eijkelkamp, 2007).

7.5.2. Surestimation de la teneur en eau

Lorsque les échantillons sont sortis du bac à sable pour être pesés la modification de la teneur en eau est inévitable (Eijkelkamp, 2007). Dans notre essai nous avons remarqué que de l'eau superflue piégée notamment par le filtre, causait une augmentation fictive de la masse de l'échantillon impliquant un degré de saturation supérieur à 100%. Cependant comme précisé au paragraphe 7.3.2 le degré de saturation ne peut pas excéder 100%. Ainsi pour limiter l'impact de cette surestimation, la méthodologie suivante a été utilisée :

- l'échantillon est sorti du bac à sable en laissant l'eau superflue s'écouler,
- l'échantillon est posé dans une coupelle pour permettre à l'eau supplémentaire prisonnière du filtre de s'évacuer,
- l'échantillon est finalement pesé.

Ces étapes s'enchainent rapidement afin que seule l'eau libre bloquée entre le filtre inférieur et l'échantillon soit évacuée sans pour autant faire baisser la teneur en eau réelle de l'échantillon.

Ce problème était principalement présent pendant la phase de saturation des échantillons durant laquelle le niveau d'eau était au-dessus du sable. Cette surestimation a diminué avec l'augmentation de la succion.

7.5.3. Estimation de la masse du filtre pendant l'essai

Afin de pouvoir obtenir la teneur en eau massique des échantillons, il est nécessaire de pouvoir estimer la masse humide de matériau en retirant à chaque pesée la masse de l'anneau, de l'élastique et du filtre. Les masses de l'élastique et de l'anneau sont bien connues car elles ne dépendent pas de la présence d'eau contrairement à celle du filtre. Les masses du filtre sec et saturé ont été mesurées comme expliqué au paragraphe 7.4.5. Il est cependant impossible de connaître la variation de cette masse durant l'essai. Dans cette étude nous avons décidé de toujours utiliser la masse saturée du filtre pour les calculs de teneur en eau puisque ces filtres sont spécialement conçus pour rester saturés même soumis à de la succion (ce qui signifie que la pression d'entrée d'air de ce matériau est supérieure à la succion maximale exercée pendant cet essai).

Ainsi la masse d'eau de chaque échantillon au cours de l'essai peut être calculée avec l'équation [7-8].

$$m_w = m_h - m_s - m_{anneau} - m_{elastique} - m_{sat} (filtre) \quad [7-8]$$

Les valeurs de ces paramètres ont déjà été présentées au paragraphe 7.2.3 et au paragraphe 7.4.5.

7.5.4. Gonflement des échantillons

Pendant la phase de saturation des gonflements ont été observés sur chaque échantillon traité. Du fait du fort taux de traitement à la BCAS, les premiers échantillons dont le gonflement a été observé sont les échantillons traités à 12% de BCAS, suivis de ceux traités à 7% puis à 5%.

Lorsque le gonflement survient, le volume de l'échantillon n'est plus égal à la valeur V_0 calculée au paragraphe 7.2.3. Pour avoir des valeurs de teneur en eau volumique correctes et donc de saturation, il est nécessaire de corriger ce volume.

Les échantillons étant contraints latéralement, le gonflement ne modifie que la hauteur de l'échantillon. Cette hauteur a donc été mesurée en trois points au pied à coulisse. La hauteur retenue pour le calcul du nouveau volume de l'échantillon est la moyenne arithmétique de ces trois mesures.

Dès l'apparition du gonflement sur un échantillon, sa hauteur a été mesurée à chaque pesée et cela jusqu'à la fin de l'essai.

Avec l'augmentation de la succion et la diminution de la teneur en eau, le gonflement des échantillons a progressivement diminué.

7.5.5. Pertes de fines

Durant la phase de succion une perte de fines a été observée sans pouvoir être quantifiée principalement sur les échantillons non traités (voir Figure 7-9). La BCAS semble limiter ces pertes.

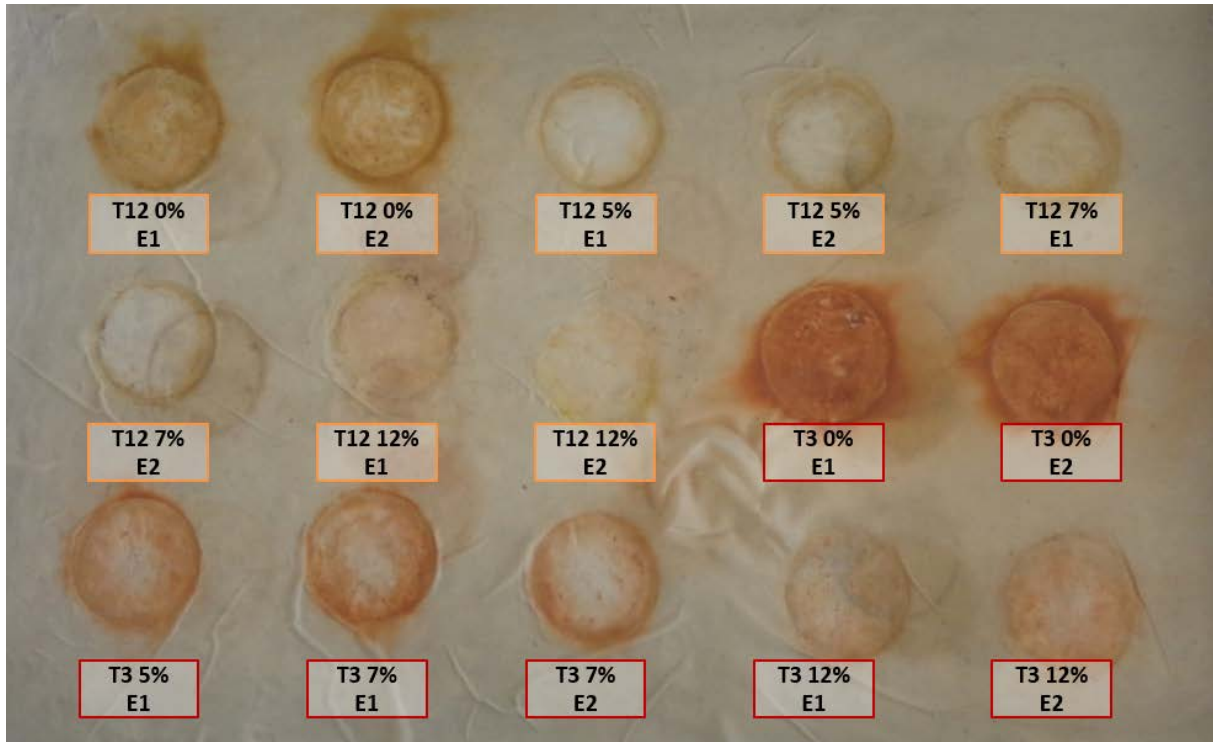


Figure 7-9 : Photographie illustrant la perte de fines des échantillons pendant l'essai au bac à sable, observée à la surface du sable

7.5.6. Apparition de moisissures sur la face supérieure des échantillons

Durant la phase de saturation, des moisissures sont apparues sur la face supérieure des échantillons. Cette apparition est probablement due à la forte humidité régnant dans le bac à sable. La Figure 7-10 montre la face supérieure d'échantillons attaquée par la moisissure. Ce développement de moisissures peut modifier la structure du matériau et ses propriétés. Pour stopper cette attaque nous avons décidé de traiter les échantillons avec un fongicide (le glutaraldéhyde à 2,5% de concentration). Ce traitement a été fait à trois reprises pour éliminer définitivement ces moisissures. Notons que ce phénomène a aussi été observé sur les essais longs à l'œdomètre.



Figure 7-10 : Moisissures développées sur la face supérieure d'un échantillon

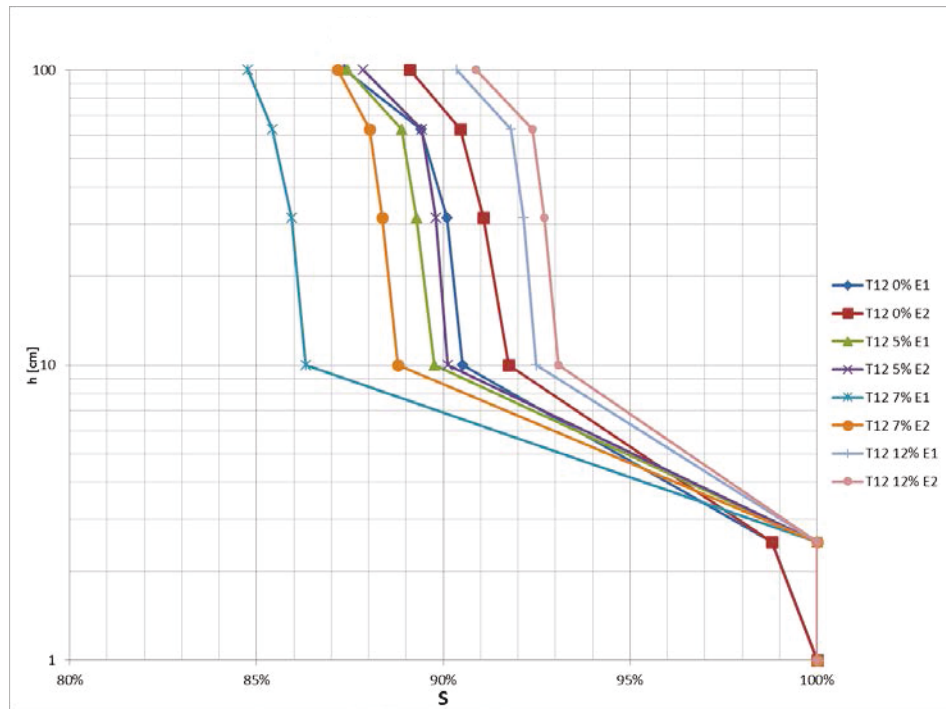
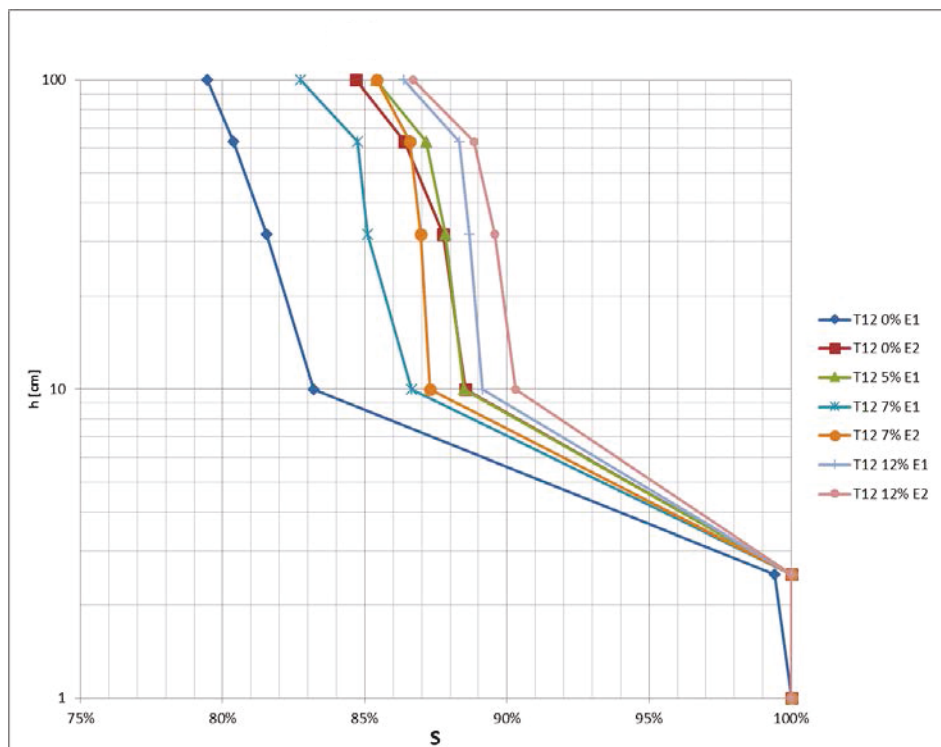
7.6. Application du modèle de Van Genuchten

Dans ce paragraphe, les données obtenues concernant le degré de saturation seront utilisées pour appliquer le modèle de Van Genuchten. Dans la suite l'indice EXP signifie que la courbe utilise les données issues de l'expérience du bac à sable et l'indice VG que la courbe vient de l'utilisation du modèle de Van Genuchten.

Pour utiliser un modèle de Van Genuchten il est nécessaire de déterminer les paramètres de Van Genuchten. Pour cela il faut connaître le comportement non saturé du matériau. Or l'essai au bac à sable permet, du fait des faibles suctions, de n'évaluer les propriétés de rétention que pour la macroporosité de l'échantillon et non pour la microporosité qui nécessite des suctions bien plus fortes pour la désaturer.

7.6.1. Courbe de rétention d'eau expérimentale

Dans la Figure 7-11 et la Figure 7-12 sont représentés respectivement $h(S)_{EXP}$ de T12 et de T3.

Figure 7-11 : $h(S)_{EXP}$ pour les échantillons T12Figure 7-12 : $h(S)_{EXP}$ pour les échantillons T3

Ces courbes montrent la succion h déterminée par l'essai au bac à sable, en fonction du degré de saturation calculé. Au vu de ces deux graphiques, il est difficile de conclure quant à l'effet du traitement à la BCAS. Cette absence de tendance est probablement causée par les problèmes rencontrés listés dans le paragraphe précédent. Ces courbes ne serviront donc qu'à déterminer les paramètres de Van Genuchten. L'effet de la BCAS sera discuté en utilisant les courbes $h(\theta)$.

7.6.2. Les paramètres du modèle de Van Genuchten

D'après le modèle de Van Genuchten, le degré de saturation S peut s'exprimer en fonction de la succion h par les équations [7-9] et [7-10].

$$S = \left(\frac{1}{1 + (\alpha \cdot h)^n} \right)^m \quad [7-9]$$

$$m = 1 - \frac{1}{n} \quad (0 < m < 1) \quad [7-10]$$

Pour évaluer les paramètres du modèle de Van Genuchten d'un matériau α , n et m , l'équation [7-9] peut être écrite sous la forme de l'équation [7-11] en corrélant n et m .

$$S = \left(\frac{1}{1 + (\alpha \cdot h)^{\frac{1}{1-m}}} \right)^m \quad [7-11]$$

Il est ainsi suffisant de déterminer les paramètres α et m .

Pour déterminer le couple α et m , permettant d'obtenir le meilleur calage, un programme avec le logiciel Scilab a été écrit. Ce programme permet de comparer les résultats de degrés de saturation calculés et ceux mesurés lors de l'essai en choisissant aléatoirement α et m . Pour chaque couple α et m et pour chaque palier de succion, la moyenne quadratique (RMS) de la différence entre la valeur du degré de saturation théorique calculé et du degré de saturation expérimental est calculée (voir équation [7-12]) : plus la valeur est faible meilleur est le calage. Le couple de paramètres α et m conservé est le couple donnant la valeur de RMS la plus basse.

$$RMS = \sqrt{\frac{1}{n_{br\ de\ palier}} \times \sum_1^{n_{br\ de\ palier}} (S_{VG} - S_{EXP})^2} \quad [7-12]$$

avec :

- Nbr de paliers, le nombre de paliers de succion appliqués,
- S_{VG} , le degré de saturation calculé avec les paramètres α et m ,
- S_{EXP} , le degré de saturation mesuré avec le bac à sable.

Pour chaque échantillon 100 000 000 couples α et m ont été testés. Les couples retenus pour chaque échantillon sont donnés, avec la valeur de RMS correspondante, dans le Tableau 7-9 pour le matériau T12 et dans le Tableau 7-10 pour le matériau T3.

Tableau 7-9 : Détermination des couples α et m pour le matériau T12

	T12 0% E1	T12 0% E2	T12 5% E1	T12 5% E2	T12 7% E1	T12 7% E2	T12 12% E1	T12 12% E2
α [cm ⁻¹]	0,64408	0,68817	0,56654	0,57217	0,63934	0,63569	0,55224	0,52495
m	0,03199	0,02761	0,03439	0,03275	0,04284	0,03528	0,02555	0,02421
n	1,03304	1,02839	1,03562	1,03385	1,04475	1,03657	1,02622	1,02481
RMS	0,01671	0,01410	0,02154	0,02078	0,02979	0,02425	0,01562	0,01428

Tableau 7-10 : Détermination des couples α et m pour le matériau T3

	T3 0% E1	T3 0% E2	T3 5% E1	T3 7% E1	T3 7% E2	T3 12% E1	T3 12% E2
α [cm ⁻¹]	0,54837	0,47148	0,52909	0,49910	0,62907	0,54670	0,46845
m	0,06004	0,04322	0,04033	0,04924	0,04004	0,03697	0,03654
n	1,06387	1,04517	1,04202	1,05179	1,04171	1,03839	1,03793
RMS	0,03332	0,02264	0,02365	0,02743	0,02737	0,02271	0,01936

7.7. Résultats

Comme précisé au paragraphe 7.6.1, le calcul du degré de saturation étant problématique (des valeurs supérieures à 100% ont été obtenues), les courbes $h(S)$ ne sont pas interprétées. Pour obtenir quelques conclusions sur l'effet d'un traitement à la BCAS des matériaux T12 et T3, les courbes $h(\theta)$ et $\gamma_d(\theta)$ sont utilisées.

La teneur en eau volumique a été choisie comme référence car elle est moins influencée par les variations de volume des échantillons que le degré de saturation. Cette approche consiste à étudier séparément les variations de teneur en eau des effets du gonflement des échantillons traités.

Dans le paragraphe 7.7.1 le poids volumique des grains γ_s est estimé et comparé à celui mesuré en laboratoire (voir chapitre 4).

Dans le paragraphe 7.7.2 les courbes $h(\theta)$ seront présentées et discutées.

Dans le paragraphe 7.7.3 les courbes $\gamma_d(\theta)$ seront présentées et discutées pour illustrer l'effet du gonflement.

Enfin le paragraphe 7.7.4 permettra de discuter de l'extrapolation de la conductivité hydraulique des matériaux en utilisant le modèle de Van Genuchten.

7.7.1. Estimation du poids volumique des grains

γ_s

Le poids volumique des grains γ_s a été déterminé au pycnomètre en laboratoire (voir chapitre 4). Cependant pour calculer le degré de saturation ces valeurs n'ont pas été utilisées.

Dans ce paragraphe, les poids volumiques des grains déterminés à partir des résultats du bac à sable, sont comparés avec ceux mesurés au pycnomètre en laboratoire.

Le poids volumique des grains calculé à partir de cet essai est appelé $\gamma_{s (test)}$ alors que celui obtenu avec le pycnomètre est appelé $\gamma_{s (pyc)}$.

$\gamma_{s (test)}$ est calculé à partir de la définition du poids volumique des grains.

$$\gamma_s = \frac{m_s}{V_s} \cdot g \quad [7-13]$$

où γ_s est le poids volumique des grains, m_s la masse du solide (kg) qui correspond à la masse sèche du matériau, V_s le volume de solide (m^3) et g l'accélération de la pesanteur (m/s^2). V_s est calculé par l'équation suivante.

$$V_s = V - n \cdot V \quad [7-14]$$

où V est le volume de l'échantillon (m^3) et n la porosité. Ainsi le poids volumique des grains $\gamma_{s (test)}$ peut être calculé en utilisant les deux équations précédentes.

$$\gamma_{s (test)} = \frac{m_s}{V \cdot (1 - n)} \cdot g \quad [7-15]$$

Du fait du gonflement des échantillons, le volume V et la porosité ne sont pas constants au cours de l'essai. Pour déterminer $\gamma_{s (test)}$, nous avons décidé de prendre comme référence les valeurs de V et n correspondant au degré de saturation de 100%.

L'erreur $\gamma_{s (test)}$ est calculée avec l'expression suivante :

$$E [\%] = \frac{\gamma_{s (test)} - \gamma_{s (pyc)}}{\gamma_{s (pyc)}} \quad [7-16]$$

Le Tableau 7-11 et le Tableau 7-12 reprennent les valeurs de $\gamma_{s (pyc)}$, $\gamma_{s (test)}$ et E respectivement pour les matériaux T12 et T3.

Tableau 7-11 : Comparaison des poids volumiques des grains calculés au bac à sable et mesurés au pycnomètre pour le matériau T12

	T12 0%	T12 0%	T12 5%	T12 5%	T12 7%	T12 7%	T12 12%	T12 12%
	E1	E2	E1	E2	E1	E2	E1	E2
$\gamma_{s (test)} [kN/m^3]$	28,80	28,80	28,51	28,23	28,70	28,51	28,32	28,51
$\gamma_{s (pyc)} [kN/m^3]$	26,79	26,79	26,77	26,77	26,76	26,76	26,74	26,74
E	7,49%	7,49%	6,50%	5,45%	7,25%	6,54%	5,92%	6,63%

Tableau 7-12 : Comparaison des poids volumiques des grains calculés au bac à sable et mesurés au pycnomètre pour le matériau T3

	T3 0% E1	T3 0% E2	T3 5% E1	T3 7% E1	T3 7% E2	T3 12% E1	T3 12% E2
$\gamma_s \text{ (test) [kN/m}^3\text{]}$	28,90	28,42	28,23	28,61	28,70	28,51	28,23
$\gamma_s \text{ (pyc) [kN/m}^3\text{]}$	27,36	27,36	27,31	27,29	27,29	27,24	27,24
E	5,61%	3,85%	3,36%	4,82%	5,17%	4,67%	3,63%

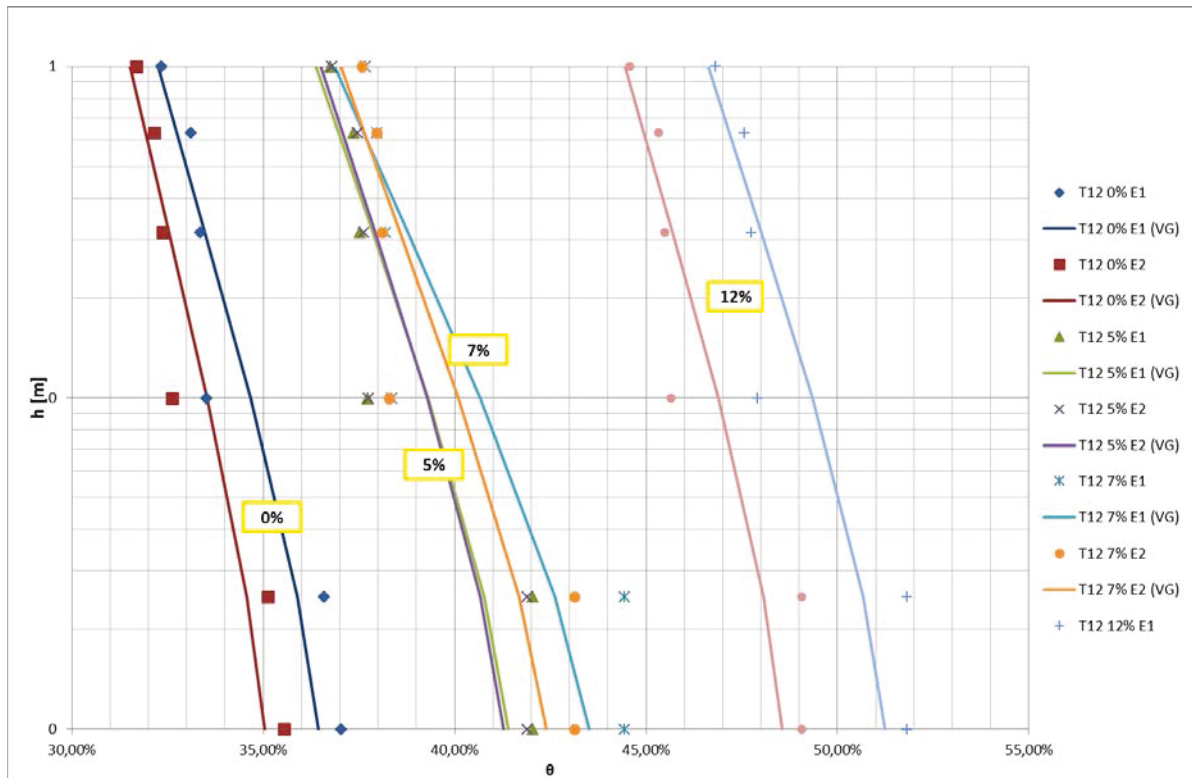
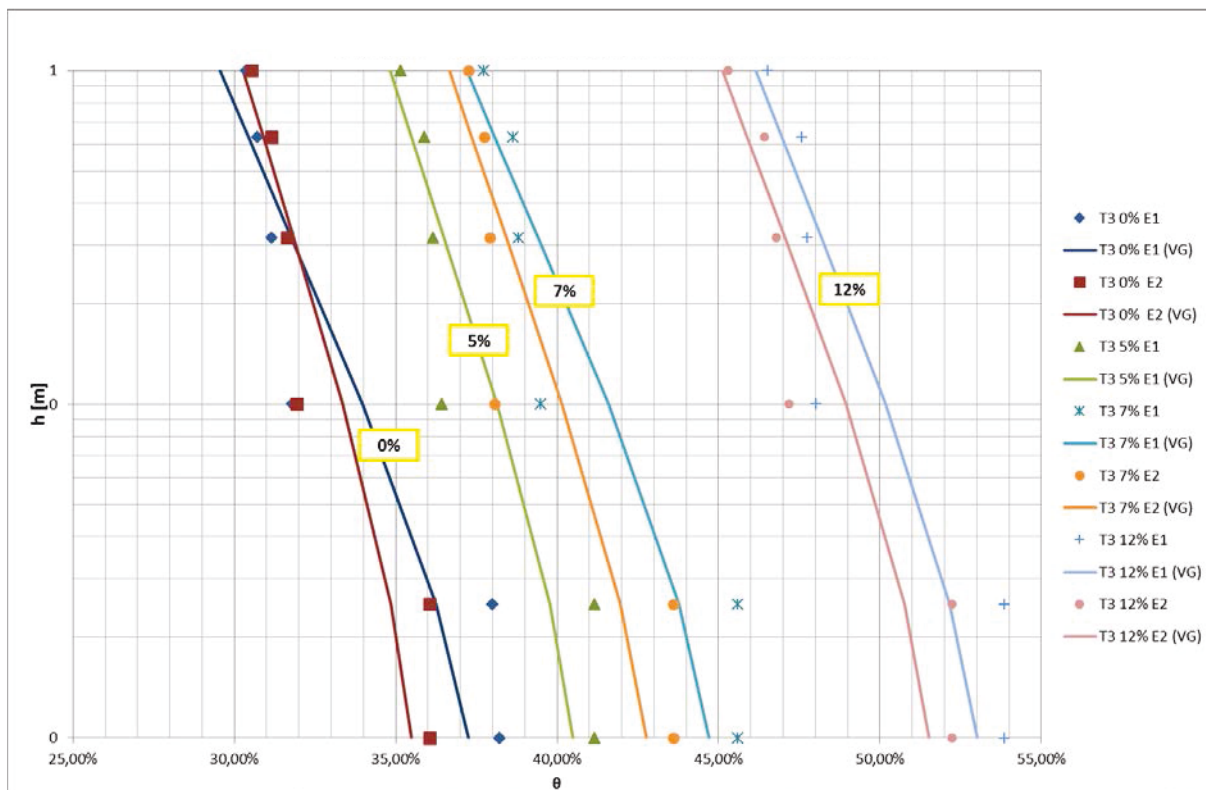
On remarque ainsi que $\gamma_s \text{ (test)}$ est toujours plus élevé que le poids volumique des grains "réel" $\gamma_s \text{ (pyc)}$. L'erreur E commise dans l'évaluation de γ_s ne montre aucune tendance en fonction du taux de traitement. L'erreur est plus importante pour T12. Cependant dans tous les cas cette erreur est inférieure à 10% pour tous les échantillons. On considèrera que les problèmes que nous avons rencontrés au cours de l'essai n'ont pas invalidé nos résultats.

7.7.2. Courbe de rétention d'eau $h(\theta)$

Pour les raisons déjà expliquées auparavant, les courbes de rétention des échantillons sont tracées en fonction de la teneur en eau volumique. La Figure 7-13 et la Figure 7-14 montrent respectivement, les courbes $h(\theta)$ pour le matériau T12 et T3.

Ces courbes montrent les points expérimentaux obtenus avec l'essai au bac à sable ainsi que les courbes tirées du modèle de Van Genuchten. Le modèle sous-estime la valeur initiale de θ (pF 0 et pF 0,4 – ce qui correspond à la phase de saturation) et celle des deux derniers points (pF 1,8 et pF 2). Les points centraux (pF 1 et pF 1,5) sont quant à eux surestimés. Ces écarts sont principalement dus au petit nombre de points couvrant toute la gamme de succion des faibles (saturation) aux plus fortes (conditions sèches).

Remarquons que le modèle de Van Genuchten est adapté à une description de la courbe de rétention complète d'un matériau. Or l'essai au bac à sable ne permet de déterminer que la partie des faibles succions.

Figure 7-13 : Courbes $h(\theta)$ expérimentales et théoriques du matériau T12Figure 7-14 : Courbes $h(\theta)$ expérimentales et théoriques du matériau T3

Sur ces deux figures (Figure 7-13 et Figure 7-14), on peut remarquer que l'augmentation du taux de traitement à la BCAS permet aux échantillons de retenir plus d'eau. En fait la teneur en eau volumique d'un échantillon traité avec un fort taux de BCAS est toujours plus haute qu'un échantillon contenant moins de BCAS. Cette observation est valide pour les deux

matériaux T12 et T3. De plus les pentes des courbes de rétention semblent augmenter légèrement avec le traitement. La pression d'entrée d'air semble donc augmenter avec le traitement bien que la décroissance du paramètre α ne soit pas très nette.

7.7.3. Observation du gonflement et retrait : $\gamma_d(\theta)$

Comme expliqué dans ce chapitre, les échantillons traités à la BCAS ont subi un gonflement pendant la phase de saturation puis un retrait pendant la phase de succion. Afin d'étudier ce phénomène les courbes $\gamma_d(\theta)$ ont été tracées. Dans ce paragraphe, seules les courbes pour les taux de traitement de 12% sont présentées car les effets sont plus visibles que pour les autres taux de traitement. Néanmoins les observations faites pour ce taux restent valides pour les taux plus faibles mais dans une moindre mesure.

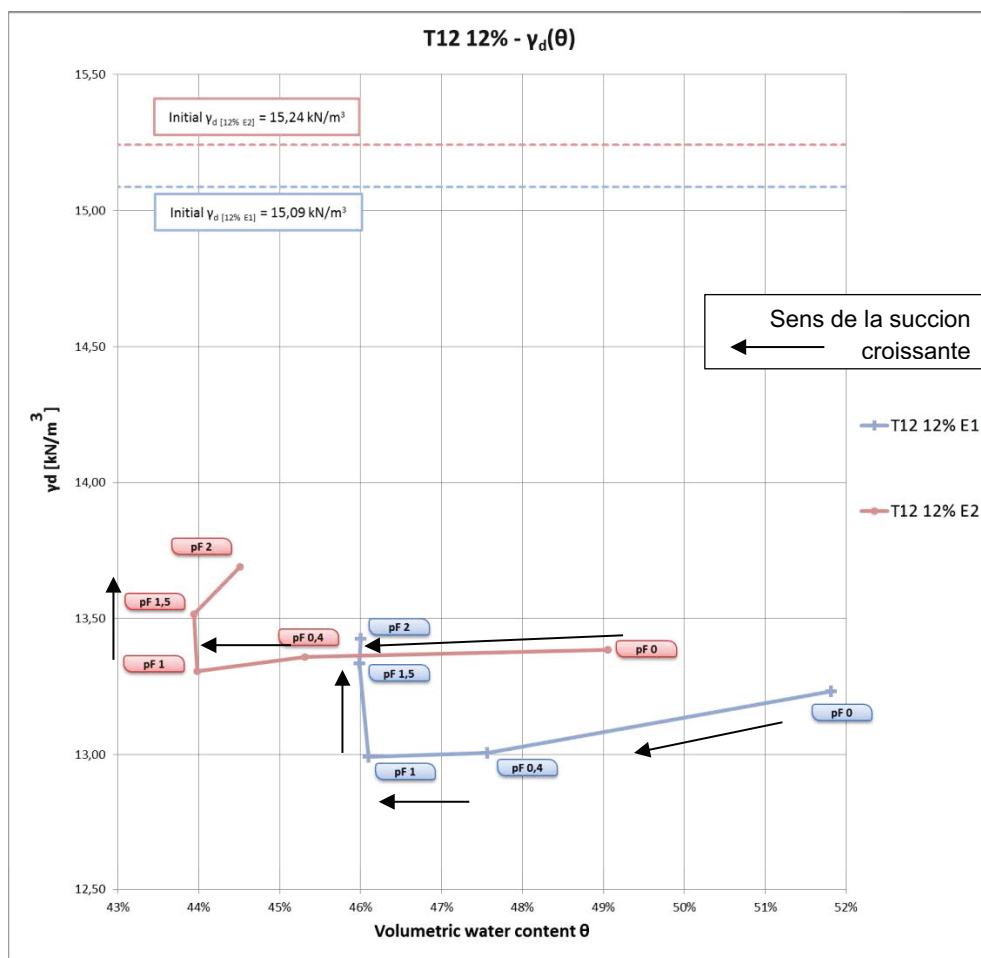
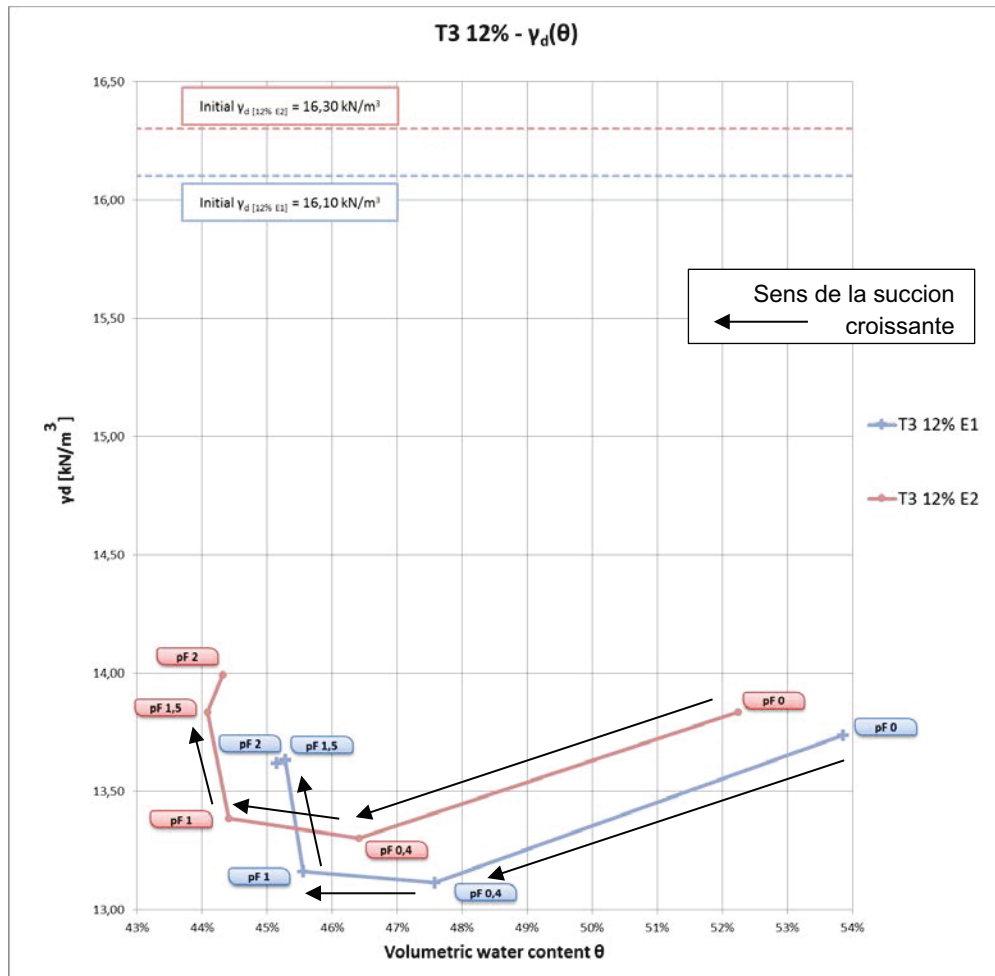


Figure 7-15 : $\gamma_d(\theta)$ du matériau T12 traité à 12% de BCAS

Figure 7-16 : $\gamma_d(\theta)$ du matériau T3 traité à 12% de BCAS

Les Figure 7-15 et Figure 7-16 représentent les courbes $\gamma_d(\theta)$ des matériaux T12 et T3 traités tous les deux à 12 % de BCAS. On peut remarquer un écart important entre les γ_d initiaux et les γ_d Proctor. Les lignes pointillées indiquent le poids volumique sec des échantillons au début de l'essai. Cet écart est probablement causé par un décompactage lors du prélèvement des échantillons dans les moules Proctor.

Les étiquettes des points indiquent le niveau de succion correspondant (en pF).

Comme le gonflement ou le retrait modifie le volume de l'échantillon, cela modifie également la valeur du poids volumique sec de la manière suivante :

- lors du gonflement $\rightarrow V$ augmente $\rightarrow \gamma_d$ diminue,
- lors du retrait $\rightarrow V$ diminue $\rightarrow \gamma_d$ augmente.

Ce comportement est confirmé par les deux graphiques. De plus, on peut souligner un autre aspect en observant les trois derniers points de succion (pF=1; pF=1,5; pF=2). Ces trois points sont dans la phase de retrait et sont pratiquement alignés sur une ligne verticale. Cela signifie que dans l'intervalle de succion pF=[1 – 2], γ_d augmente alors que θ reste constant.

7.7.4. Estimation de la conductivité hydraulique relative d'un matériau en fonction de sa teneur en eau volumique $K_r(\theta)$

L'évolution de la conductivité hydraulique d'un matériau en fonction de la succion est présentée dans ce paragraphe.

La valeur de la conductivité hydraulique d'un matériau peut être extrapolée de l'essai au bac à sable en utilisant le modèle de Van Genuchten qui donne la relation entre la conductivité hydraulique relative K_r et le degré de saturation S . Cette relation est (Van Genuchten, 1980 et Mualem 1976):

$$K_r = \frac{K(S)}{K_{sat}} = S^{1/2} \left[1 - (1 - S^{1/m})^m \right]^2 \quad [7-17]$$

où $K(S)$ est la conductivité hydraulique correspondant à un degré de saturation S , K_{sat} est la conductivité hydraulique à saturation et m est le paramètre de Van Genuchten déjà déterminé pour chaque échantillon.

Dans l'équation [7-15], les valeurs de degré de saturation expérimentales S_{EXP} (corrigée pour un maximum de 100%) ont été utilisées plutôt que les valeurs provenant du modèle de Van Genuchten S_{VG} car elles sont plus réalistes du matériau étudié. L'utilisation de S_{VG} impliquerait une conductivité hydraulique K_r très basse, en particulier pour le premier point de succion (pF 0) lors de la saturation. Ceci ne correspond pas à $K_r=1$ car le modèle ne donne pas pour ce point un degré de saturation de 100%.

Après avoir obtenu les valeurs de K_r elles sont tracées en fonction de la teneur en eau volumique θ .

Les courbes $K_r(\theta)$ sont tracées sur les Figure 7-17 et Figure 7-18 respectivement pour T12 et T3.

Grâce à ces graphiques, il est possible de voir l'effet de la BCAS sur le matériau dans des conditions faiblement non saturées. Les courbes de chaque échantillon sont relativement parallèles les unes aux autres. De plus l'évolution de la conductivité hydraulique relative K_r du matériau avec la teneur en eau volumique θ ne semble pas être affectée par le traitement, la pente restant identique quel que soit le taux de traitement à la BCAS.

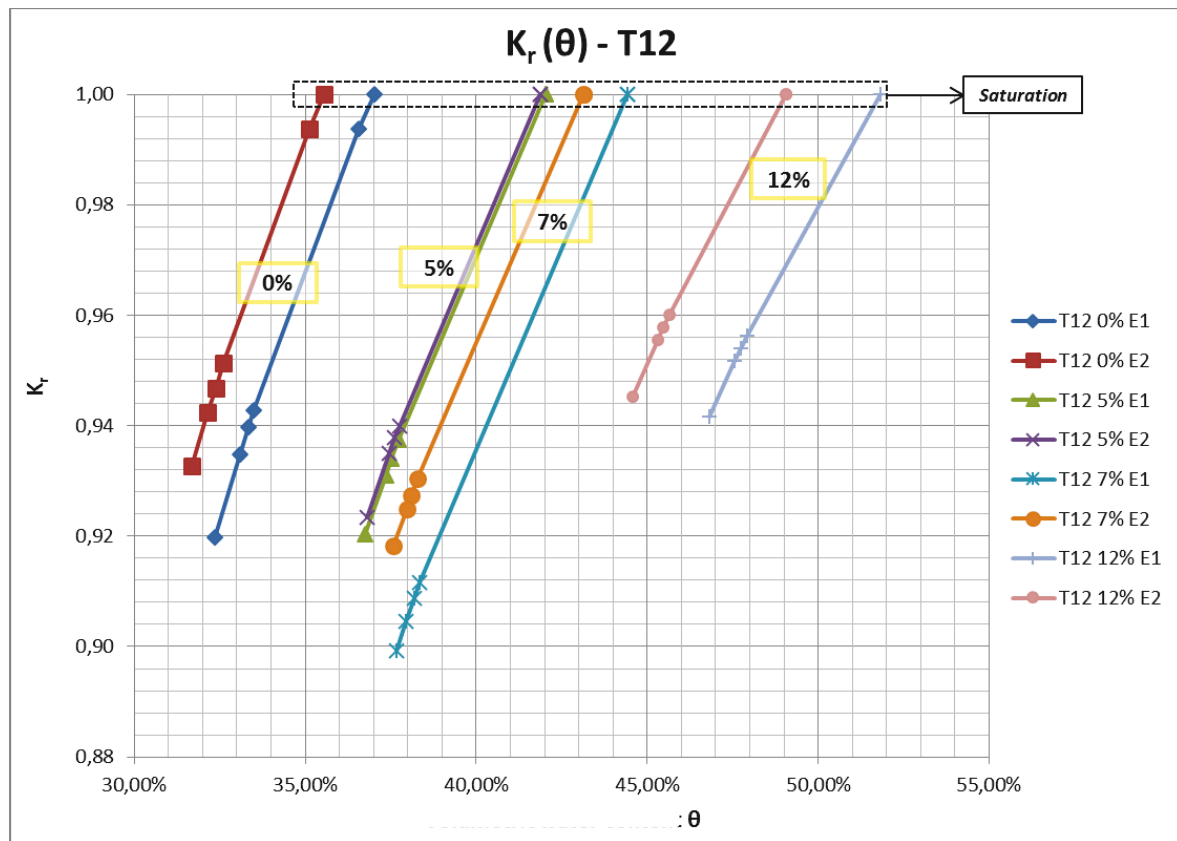


Figure 7-17 : $K_r(\theta)$ pour le matériau T12

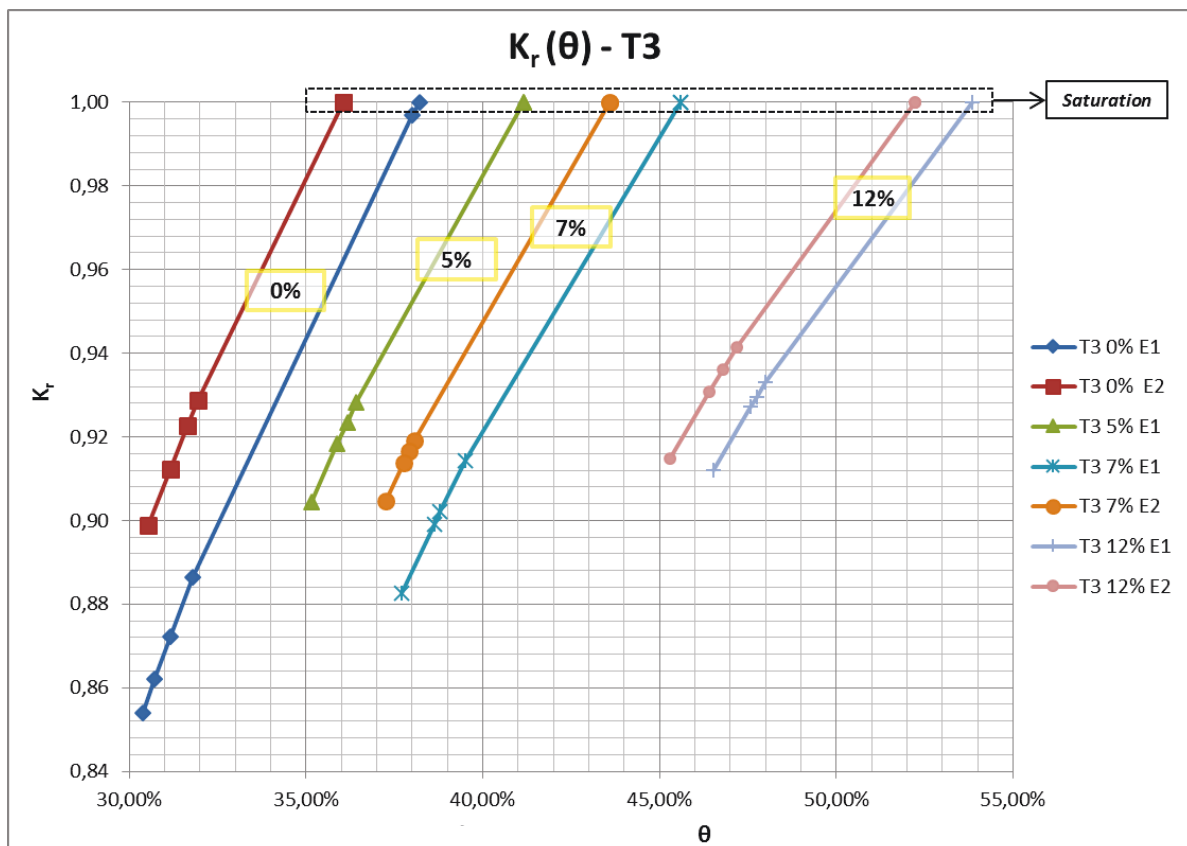


Figure 7-18 : $K_r(\theta)$ pour le matériau T3

Néanmoins, il est possible d'observer (Figure 7-17 et Figure 7-18) que certains échantillons peuvent atteindre une valeur de K_r inférieure pour un même niveau de succion. Pour commenter cet aspect les courbes $K(h)$ sont tracées. La conductivité hydraulique K est calculée pour chaque échantillon et chaque palier de succion, en utilisant la définition de K_r (équation [7-15]), dans laquelle la valeur de K_{sat} est la valeur obtenue à l'oedoperméamètre (voir chapitre 6). Cet essai à l'oedomètre ayant été répété plusieurs fois pour chaque échantillon, on peut considérer cette valeur comme représentative du matériau.

Dans la Figure 7-19 et la Figure 7-20 les courbes $K(h)$ sont présentées respectivement pour les matériaux T12 et T3.

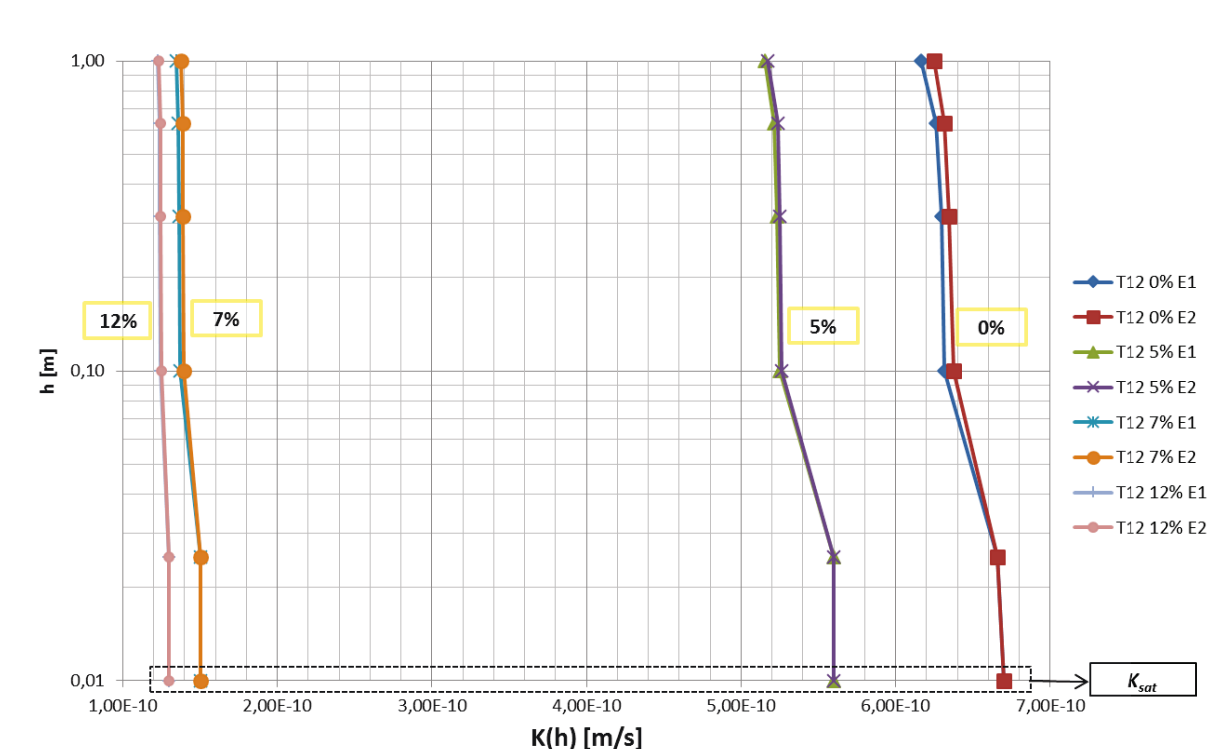
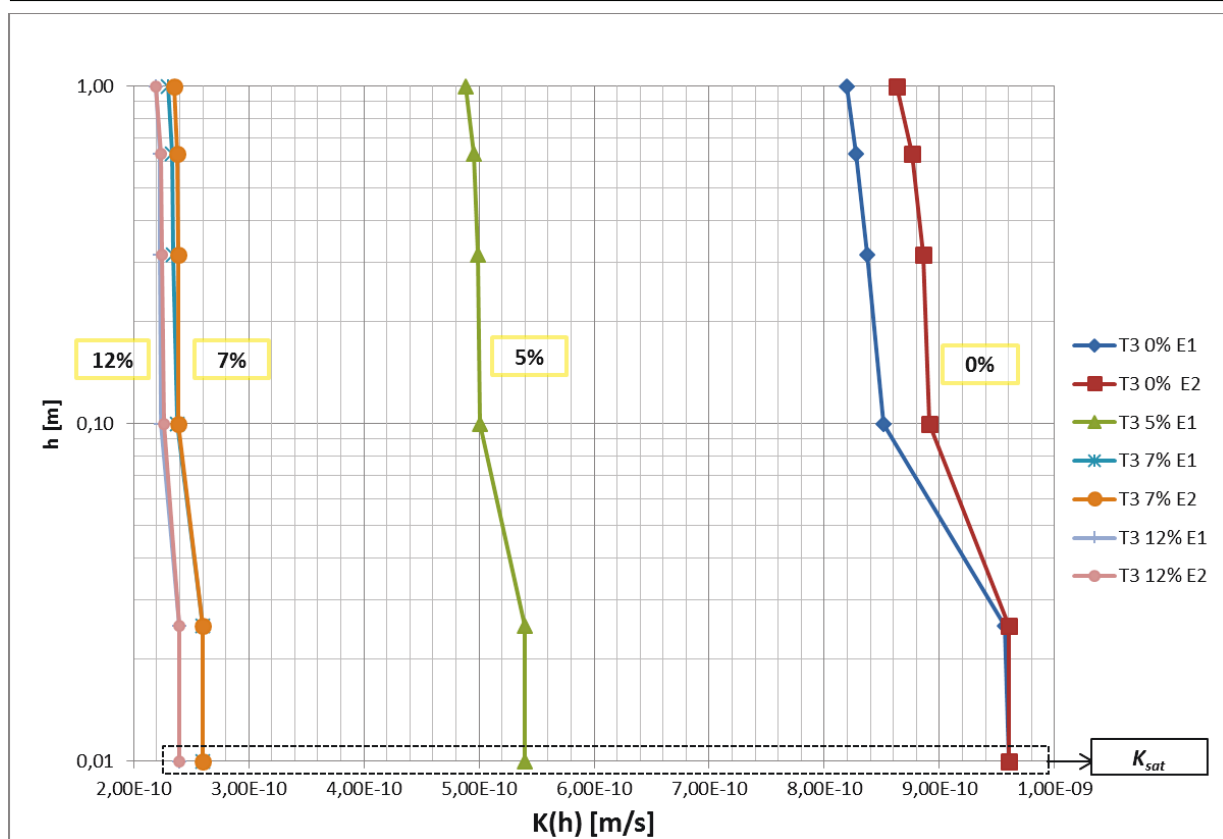


Figure 7-19 : Courbe $K(h)$ du matériau T12

Figure 7-20 : Courbe $K(h)$ du matériau T3

Sur ces graphiques, la valeur de K correspondante à la succion nulle ($pF=0$) est la conductivité hydraulique mesurée en conditions saturées (K_{sat}).

En conditions saturées, plus le taux de traitement en BCAS est important, plus la valeur de K_{sat} mesurée est faible en atteignant un seuil pour un taux de traitement de 7%. Au-delà de 7% de traitement à la BCAS, l'augmentation du taux de traitement ne permet plus d'observer de diminution significative de la conductivité hydraulique. Cette observation reste valide en conditions non-saturées. Cependant il faut remarquer que les γ_d des échantillons testés au bac à sable sont bien inférieurs à ceux de l'oedoperméamètre (valeur du Proctor normal, voir Figure 7-15 et Figure 7-16).

Il est également remarquable sur les Figure 7-19 et Figure 7-20 que l'augmentation de la succion permet de réduire la conductivité hydraulique du matériau. Cependant cet effet est moins visible pour les taux de traitement de 7% et 12%. Pour pouvoir observer cet effet avec les taux de traitement élevés, il faudrait probablement augmenter la succion à des valeurs plus élevées, ce qui est impossible avec l'essai du bac à sable. Il est également important de se demander si la conductivité hydraulique d'un matériau évolue avec la succion de la même façon quel que soit son γ_d initial.

L'évolution observée pour les courbes $K(h)$ semble cohérente avec une augmentation de la pression d'entrée d'air lorsque le taux de traitement augmente. Pour les succions observées, plus le matériau est traité, plus il reste proche de la saturation et moins sa conductivité hydraulique diminue lorsque l'on passe d'une succion nulle à une succion correspondant à $h=1$ m.

7.8. Conclusions de l'essai au bac à sable

Les conclusions données pour l'essai au bac à sable sont résumées dans ce paragraphe.

- Tous les échantillons traités à la BCAS ont montré un gonflement pendant la phase de saturation et un retrait durant la fin de la phase de succion. Ce phénomène n'a pas été observé lors des essais à l'oedoperméamètre, dans lesquels les échantillons étaient confinés. Un confinement des couches traitées sera donc nécessaire pour une solution mise en œuvre sur site.
- L'augmentation de la succion (diminution de la saturation) permet de diminuer la conductivité hydraulique. Cet effet est plus visible pour les matériaux non traités que pour les matériaux traités.
- Dans les derniers paliers de succion (pF 1 à 2) le poids volumique sec des échantillons traités diminue alors que la teneur en eau volumique reste constante.
- Les matériaux T12 et T3 non traités ont eu tendance à perdre des fines durant l'essai. L'augmentation du traitement à la BCAS permet de réduire ce phénomène qui a été étudié au chapitre 4.

Les conclusions données dans ce chapitre sont valides pour le site étudié avec l'essai au bac à sable, l'intervalle de succion étudié $pF=[0 ;2]$ correspondant pour les matériaux T12 et T3 à des degrés de saturation compris dans l'intervalle $S=[80\%,100\%]$.

Du fait du faible niveau de succion applicable avec l'essai au bac à sable, il n'a été possible de ne retirer l'eau que des macropores des échantillons. Pour des études futures sur les effets d'un traitement à la BCAS en conditions non saturées, d'autres essais permettant d'atteindre des succions plus fortes devraient être réalisés comme les extracteurs (Stoltz, 2009).

7.9. Essai de succion au dessiccateur

Afin d'améliorer notre étude en augmentant la gamme de succion nous avons réalisé un essai de succion par la méthode des sels, qui consiste à imposer dans une atmosphère confinée une humidité de l'air (humidité relative) en utilisant une solution saturée d'un sel. Le degré d'humidité relative de l'air dans l'enceinte confinée dépend donc du sel utilisé et il existe une relation entre l'humidité relative de l'air et la succion d'un matériau (voir Figure 7-21).

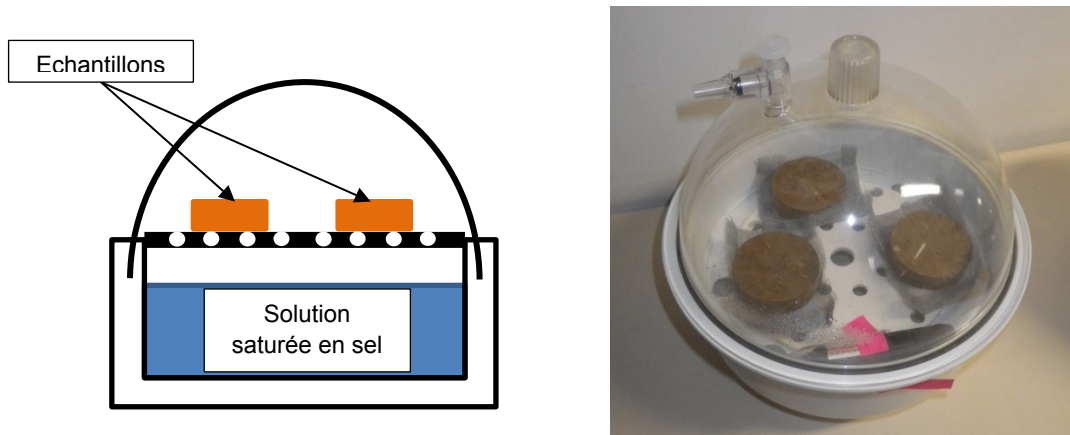


Figure 7-21 : Cloche à dessiccation pour réaliser les essais de succion en utilisant la méthode des sels

L'humidité relative (H_r en %) est définie comme la pression partielle de la vapeur d'eau P_p rapportée à la pression de la vapeur d'eau saturante P_{vs} (Pression partielle de la vapeur au contact d'une interface eau - air plane). Il s'agit donc du taux de saturation de la vapeur. Pour donner quelques ordres de grandeurs de l'humidité relative, une journée ensoleillée et sèche est caractérisée par une humidité relative d'environ 40% tandis qu'une atmosphère pluvieuse présentera une humidité relative d'environ 99%. La loi de Kelvin [7-18] définit la relation entre l'humidité relative et la succion totale.

$$s = - \gamma_w RT / gM \times \ln (H_r) \quad [7-18]$$

avec :

- $H_r = P_p / P_{vs}$: humidité relative
- s : succion (kPa)
- γ_w : poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$)
- M : masse molaire de l'eau ($M = 18 \cdot 10^{-3} \text{ kg.mol}^{-1}$)
- g : accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m.s}^{-2}$)
- R : constante molaire des gaz ($R = 8.314 \text{ J.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$)
- T : température absolue (K)
- A 20°C, $\gamma_w RT / gM = 135.4 \text{ MPa}$.

Cette relation est indépendante du sol. A température constante, la succion est donc proportionnelle au logarithme népérien de l'humidité relative.

Dans notre étude nous avons utilisé l'acétate de potassium qui permet d'obtenir une humidité relative de 20% ce qui revient à une succion de 217 MPa.

Nous avons réalisé cet essai de succion sur le matériau T12 non traité, traité à 7% et 12% de BCAS. Pour chaque matériau trois échantillons ont été confectionnés et testés en même temps. Les échantillons ont été prélevés par fonçage dans le moule Proctor ayant servi au compactage des matériaux. La Figure 7-22 donne les résultats.

En plus de l'essai de succion, nous avons réalisé une ré-humidification des matériaux en remplaçant la solution d'acétate de potassium par de l'eau, ce qui a pour effet d'imposer une humidité relative dans l'enceinte de 100%. Cette phase de re-saturation du matériau a pour but d'approcher la valeur de θ_r . Cet essai permettrait donc d'améliorer la détermination des paramètres de Van Genuchten. Cependant le point de succion obtenu étant très éloigné du reste de notre courbe de rétention, il n'améliore pas le RMS obtenu lors de la détermination

des paramètres de Van Genuchten et nous avons donc décidé de conserver les paramètres n , α et m obtenus uniquement avec le bac à sable.

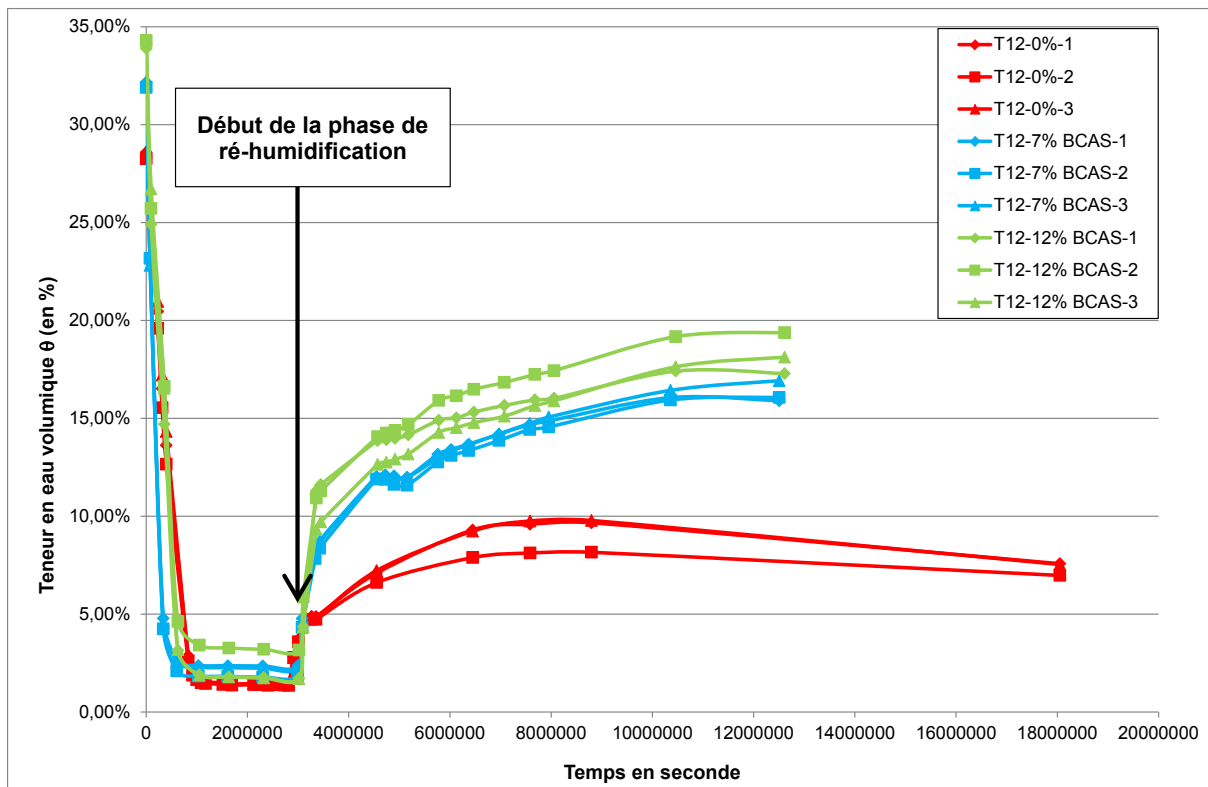


Figure 7-22 : Essai de succion pour les matériaux T12 non traités et traités à 7% et 12% de BCAS par la méthode des sels

Le degré de saturation à l'équilibre pour le matériau brut est de 4% environ. Ce degré de saturation à l'équilibre augmente avec le traitement puisque, pour le matériau traité à 7%, le degré de saturation à l'équilibre est de 6%. Cette augmentation n'est plus significative avec le passage à un traitement à la BCAS à 12% puisque le degré de saturation à l'équilibre est de 6,3% environ. L'effet du traitement semble correspondre à une diminution des pores, qui entraîne une plus grande rétention d'eau même en condition très sèche.

7.10. Mesure de la conductivité hydraulique en non saturé au simple anneau

Nous avons décidé de réaliser un essai de percolation en non saturé sur un échantillon de grandes dimensions à l'aide d'un simple anneau fermé, matériel utilisé sur les planches d'essais du site. La charge hydraulique appliquée est suivie au cours du temps. Le but est d'utiliser le même matériel que celui utilisé sur site. Dans la suite, cet essai est nommé essai Maxi-K.

7.10.1. Description de l'essai

L'essai imaginé consiste à compacter un échantillon de 57 cm de diamètre (d) et 30 cm de hauteur (voir Figure 7-23). Le matériau choisi pour cet essai est T12 traité à 7% de BCAS. La fraction du matériau T12 utilisée dans le mélange est la même fraction que celle utilisée dans la campagne de mesure de conductivité hydraulique décrite au chapitre 5, à savoir la fraction 0/5 mm.

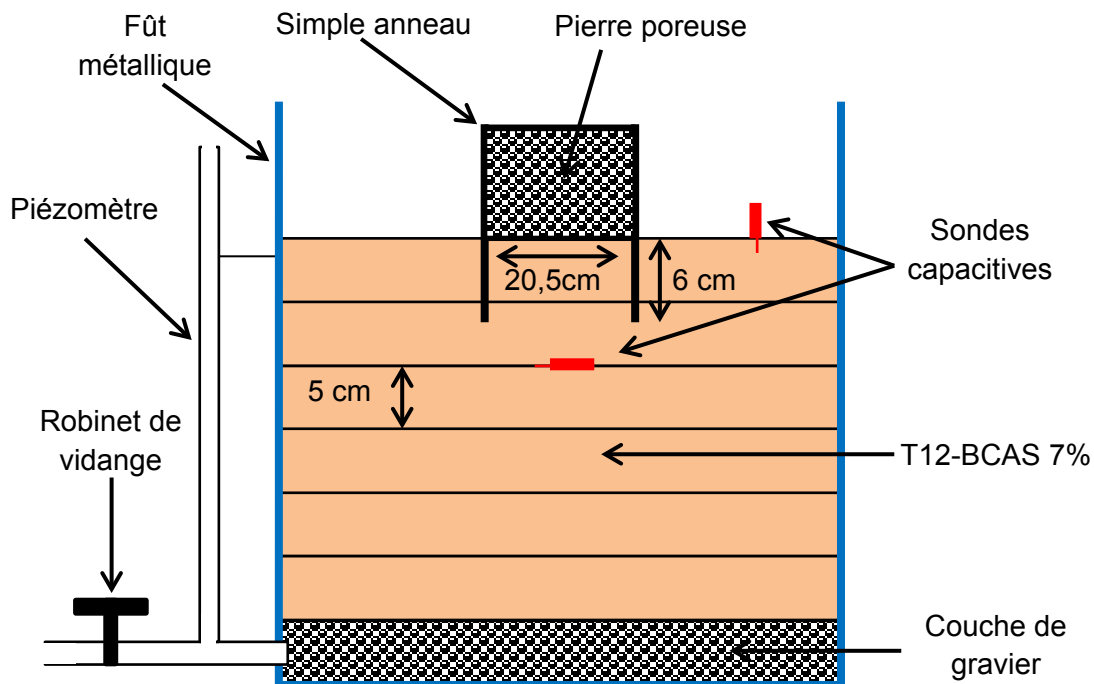


Figure 7-23 : Schéma explicatif de l'essai Maxi-K

Ce choix a été pris afin de pouvoir comparer les mesures de conductivité hydraulique de cet essai avec les autres essais en laboratoire.

Le matériau est compacté par couche de 5 cm dans un fût de 57 cm de diamètre intérieur. Ce compactage est effectué à l'énergie du Proctor normal et à la teneur en eau $w_{OPN}+2\%$. Une couche de graviers de 5 cm d'épaisseur surmontée d'un géotextile a été mise en œuvre au fond du fût. Cette couche est reliée à un piézomètre pour suivre la sortie éventuelle de l'eau de l'échantillon.

Une fois compacté un simple anneau classique (de diamètre 20,5 cm), servant normalement à la mesure de la conductivité hydraulique d'un matériau de conductivité hydraulique inférieure à 10^{-8} m/s, est positionné au centre du fût et foncé au moyen d'un vérin. Le simple anneau est enfoncé de 6 cm dans le matériau.

Au moment du compactage une sonde capacitive a été positionnée au centre du fût à 10 cm de profondeur sous la surface (soit 4 cm sous le simple anneau une fois foncé). Une seconde sonde capacitive est placée à la surface de l'échantillon. Elles permettront de suivre

l'évolution de la teneur en eau volumique du matériau au cours de l'essai. Ces sondes permettront de caler la modélisation de l'essai.

Cet essai est décrit à la Figure 7-23.

7.10.1.1. Préparation du matériau et compactage

Le matériau choisi pour cet essai est T12-BCAS 7%. Comme pour les essais réalisés à l'oedoperméamètre seule la fraction 0/5 mm est utilisée. Une fois tamisée la BCAS est ajoutée au taux de 7% de la masse sèche. La teneur en eau de compactage choisie pour ce matériau est $w_{OPN}+2\%$, toujours dans le but de pouvoir comparer ces résultats avec les essais réalisés dans le reste de l'étude.

L'énergie de compactage choisie est l'énergie du Proctor normal. Il faut 56 coups de dame Proctor normal pour compacter une couche de 5 cm dans un moule CBR (de diamètre 15,2cm). En ramenant ce nombre de coups au volume de chaque couche, le nombre de coups nécessaires pour compacter le matériau à l'énergie du Proctor normal est de 790 coups par couche.

La teneur en eau $w_{OPN}+2\%$ vaut 18,4% et le poids volumique sec correspondant pour un compactage à l'énergie du Proctor normal est $17,30 \text{ kN/m}^3$. Les teneurs en eau de compactage et les poids volumiques de chaque couche sont donnés à la Figure 7-24, obtenus en fonction des pesées effectuées sur chaque couche.

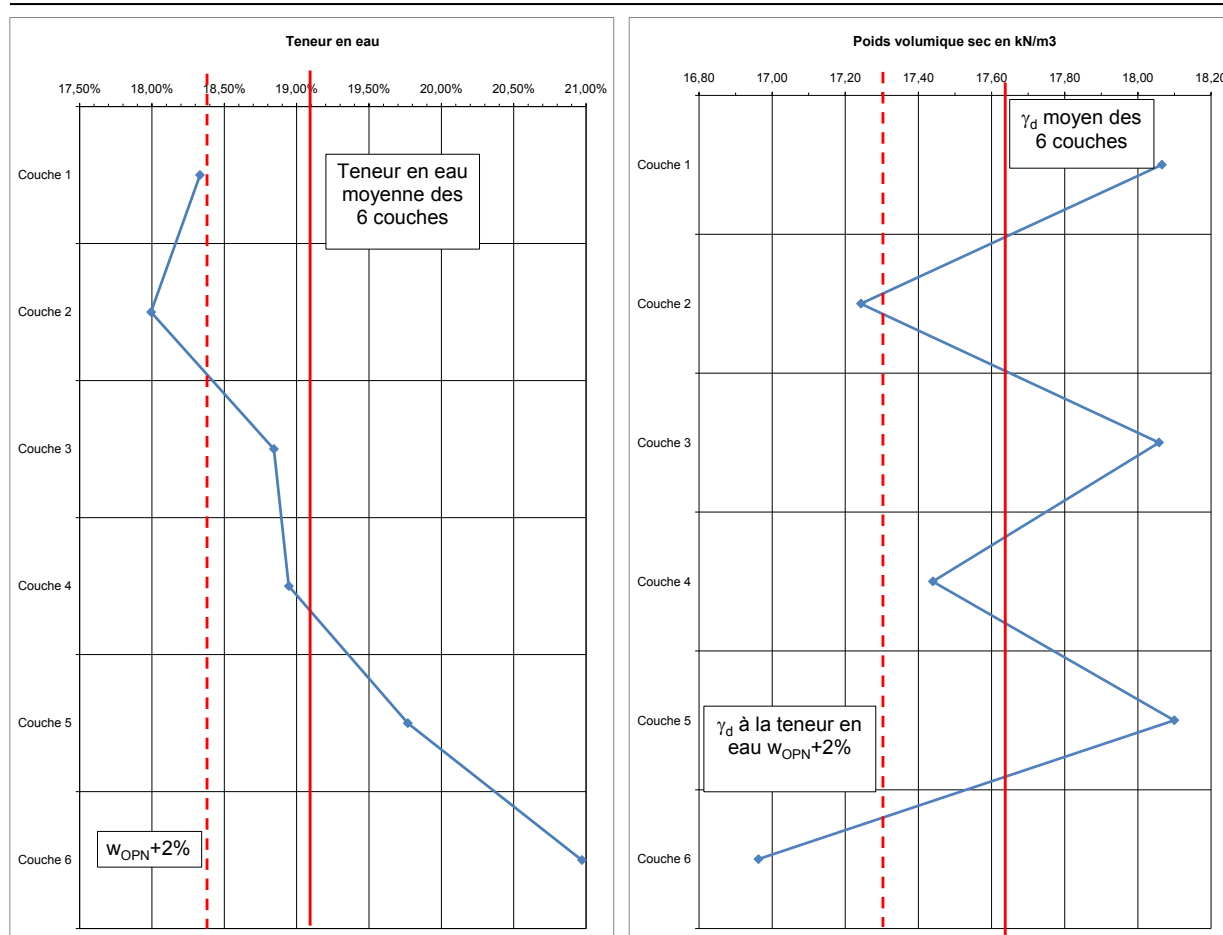


Figure 7-24 : Teneur en eau moyenne (gauche) et γ_d moyen (droite) des différentes couches

Après le compactage de chaque couche (voir Figure 7-25), son épaisseur est mesurée en plusieurs points (8 points de mesures) répartis sur tout le périmètre. Ainsi son épaisseur moyenne est déterminée. Les épaisseurs moyennes des différentes couches sont données dans le Tableau 7-13.



Figure 7-25 : Couche n°4 avant (gauche) et après compactage (droite)

Tableau 7-13 : Epaisseurs moyennes des six couches de l'essai Maxi-K

Couche	Epaisseur moyenne
Couche n°1	4,8 cm
Couche n°2	5,1 cm
Couche n°3	4,8 cm
Couche n°4	5,0 cm
Couche n°5	4,8 cm
Couche n°6	5,0 cm

On remarque également que, bien que la teneur en eau moyenne de l'échantillon soit supérieure à la teneur en eau recherchée, le poids volumique sec moyen est également supérieur à celui que nous aurions dû mesurer.

Au final l'épaisseur totale de matériau mis en œuvre et compacté est de 29,4 cm, pour une masse humide de 156,9 kg, compactés avec 4740 coups de dame Proctor normal. La teneur en eau moyenne pour les six couches est de 19,1%. Le poids volumique moyen de l'échantillon est de 17,57 kN/m³.

7.10.1.2. Mise en place des systèmes de mesure

La première sonde capacitive a été mise en place au cours du compactage à l'interface des couches 2 et 3 (voir Figure 7-26). Le câble est sorti au même niveau que la sonde et le trou de passage du câble a été bouché avec du silicone pour éviter toute fuite.

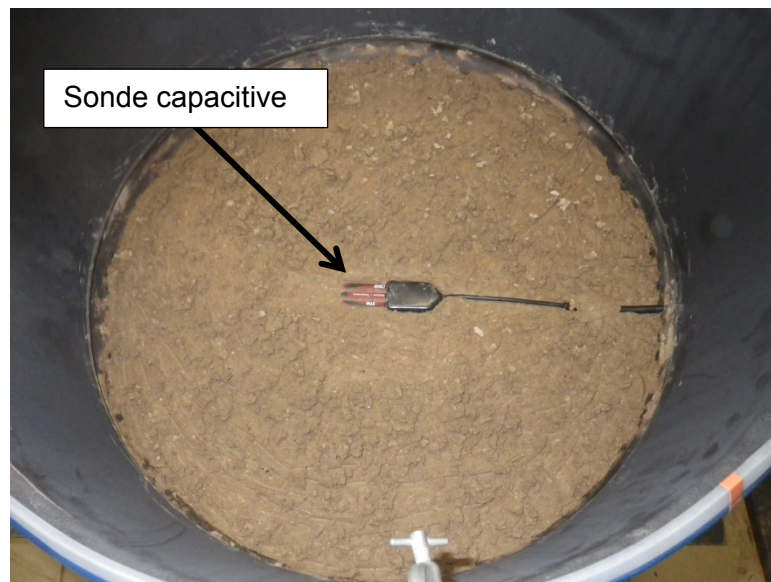


Figure 7-26 : Mise en place de la sonde capacitive à l'interface des couches 2 et 3

La photographie de la Figure 7-26 montre que l'état de surface après compactage de la couche n'est pas lisse, car, avant de mettre la couche suivante, chaque couche a été scarifiée pour améliorer le lien avec la couche supérieure et limiter les chemins d'écoulement préférentiels.

Une fois la dernière couche compactée, le simple anneau a été foncé au moyen d'une presse hydraulique (voir Figure 7-27).

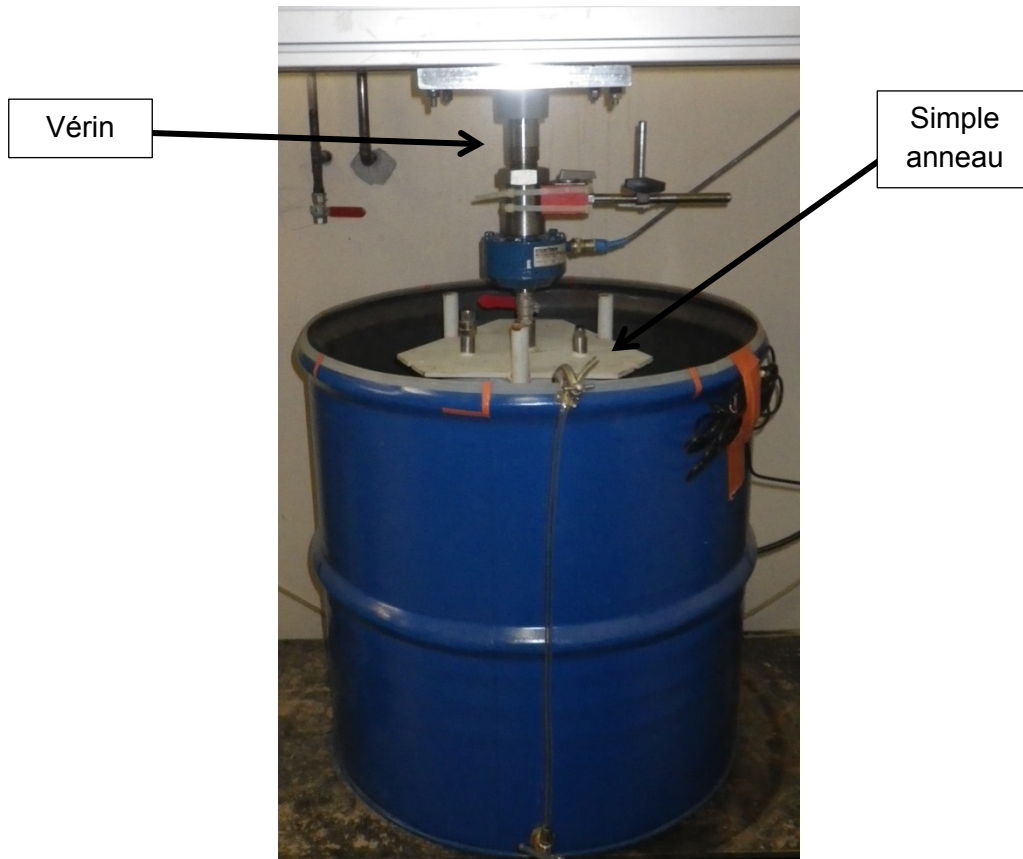


Figure 7-27 : Mise en place du simple anneau par fonçage

Le fonçage est arrêté lorsque 6 cm de l'anneau ont été enfoncés.
Enfin la seconde sonde capacitive a été enfoncée dans la couche n°1 (voir Figure 7-28).

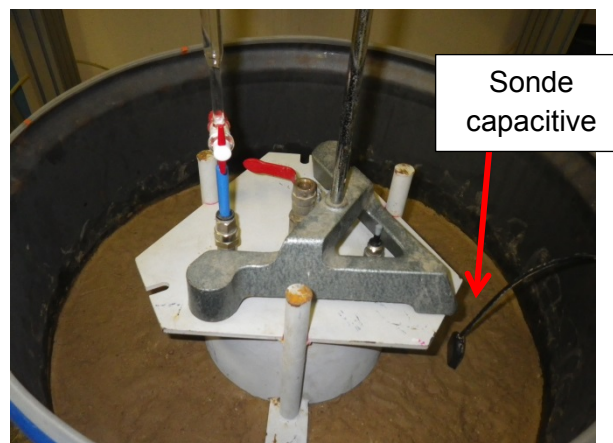


Figure 7-28 : Mise en place de la sonde capacitive dans la couche n°1

7.10.1.3. Calibration des sondes capacitives

Ce type de sonde nécessite une calibration lorsqu'elle est utilisée dans un matériau fin ou au moins une vérification de la courbe de calibration transmise par le fournisseur. Nous avons donc réalisé un test de chacune des sondes afin de vérifier les valeurs obtenues.

Pour cela le matériau T12, traité à 7% de BCAS, est compacté dans un moule de type CBR (voir Figure 7-29) à une teneur en eau choisie. Cette teneur en eau est comparée à la teneur en eau mesurée avec les deux sondes capacitives. Cet essai est répété pour différentes teneurs en eau. Rappelons que les sondes capacitives fournissent une teneur en eau volumique.



Figure 7-29 : Système de vérification de la calibration des sondes capacitives

Les sondes capacitives mesurent la permittivité diélectrique du matériau dans lequel elles sont mises en place. Nous avons donc testé les deux capteurs pour cinq teneurs en eau volumiques différentes auxquelles s'ajoutent ensuite un point dans l'air et un point dans l'eau. Le fournisseur des sondes capacitives a fourni l'équation de degré 3 permettant de convertir la permittivité diélectrique apparente en teneur en eau volumique. Cette équation est donnée ci-après [7-19].

$$\theta = 4,3 \cdot 10^{-6} \times \Psi^3 - 5,5 \cdot 10^{-4} \times \Psi^2 + 2,92 \cdot 10^{-2} \times \Psi - 5,3 \cdot 10^{-2} \quad [7-19]$$

Avec θ la teneur en eau volumique du matériau et Ψ la permittivité diélectrique apparente mesurée par la sonde (sans unité). La précision de cette sonde est donnée comme étant $\Psi = \Psi \pm 1$ (sans unité), ce qui représente une variation d'environ plus ou moins 3% en teneur en eau volumique. Les résultats de cette calibration sont donnés à la Figure 7-30 (à gauche pour le capteur 1 et à droite pour le capteur 2).

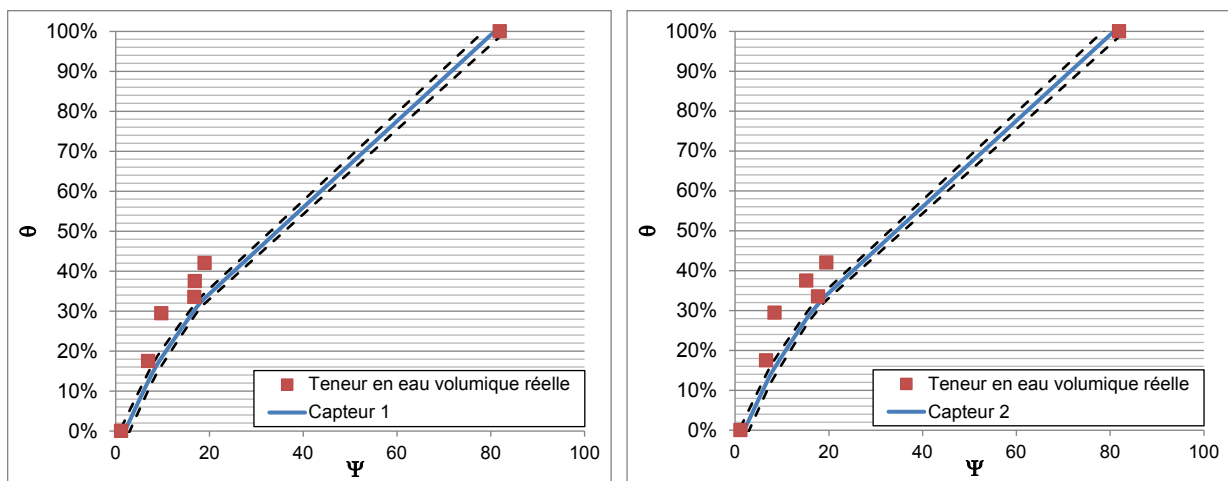


Figure 7-30 : Calibration des deux sondes capacitatives

On peut remarquer que nos valeurs sont légèrement supérieures à l'intervalle d'erreur du capteur ce qui montre bien la nécessité de calibrer ce type de sonde pour une utilisation dans un matériau fin.

Ensuite, grâce à ces mesures, nous avons pu déterminer l'équation de conversion de la permittivité diélectrique apparente en teneur en eau volumique pour chaque capteur en résolvant le système d'équations. L'équation pour le capteur 1 [7-20] et pour le capteur 2 [7-21] sont données ci-après (ces résolutions ont été faites uniquement sur les cinq points mesurés dans le matériau).

$$\theta = 6,44.10^{-6} \times \Psi^3 - 8,21.10^{-4} \times \Psi^2 + 3,67.10^{-2} \times \Psi - 4,21.10^{-2} \quad [7-20]$$

$$\theta = 4,88.10^{-4} \times \Psi^3 - 2,12.10^{-2} \times \Psi^2 + 3,02.10^{-1} \times \Psi - 1,04 \quad [7-21]$$

Les courbes, données par les équations de chaque sonde, sont données à la Figure 7-31. Les équations corrigées permettent un meilleur calage avec les valeurs réelles des teneurs en eau volumiques des matériaux testés.

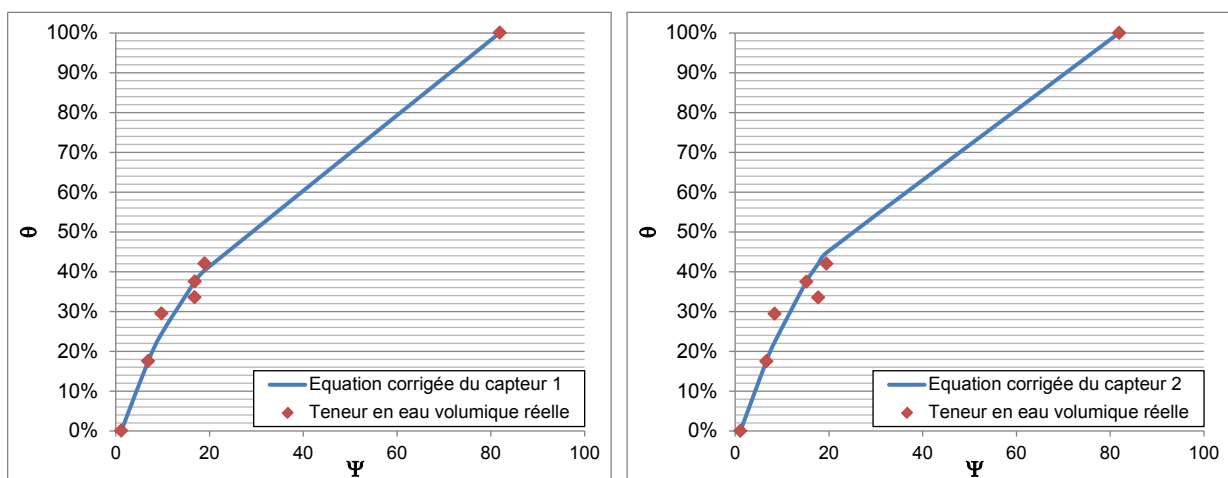


Figure 7-31 : Comparaison des valeurs réelles de teneur en eau avec les valeurs calculées avec les équations corrigées pour les deux sondes capacitatives

Dans cette étude nous ne nous intéressons pas à la valeur absolue des teneurs en eau volumiques du matériau. Les deux sondes capacitatives ne servent qu'à observer la variation de teneur en eau volumique afin de voir l'arrivée du front de saturation et de permettre un meilleur calage avec le logiciel de modélisation.

7.10.1.4. Description de la mesure au simple anneau

Une fois le simple anneau positionné, il est rempli d'eau puis l'essai se déroule en deux phases. La première consiste à mesurer l'infiltration au moyen d'une burette graduée (voir Figure 7-32-gauche). Ce matériel a été choisi car l'infiltration au début de l'essai est plus importante que par la suite. Il est donc nécessaire de pouvoir suivre l'infiltration d'un volume important. Cette première phase se termine lorsque l'infiltration en fonction du temps est constante. A cet instant le matériel de mesure change, il est remplacé par un système d'acquisition automatique (voir Figure 7-32-droite) permettant un suivi continu et sur de longues périodes.

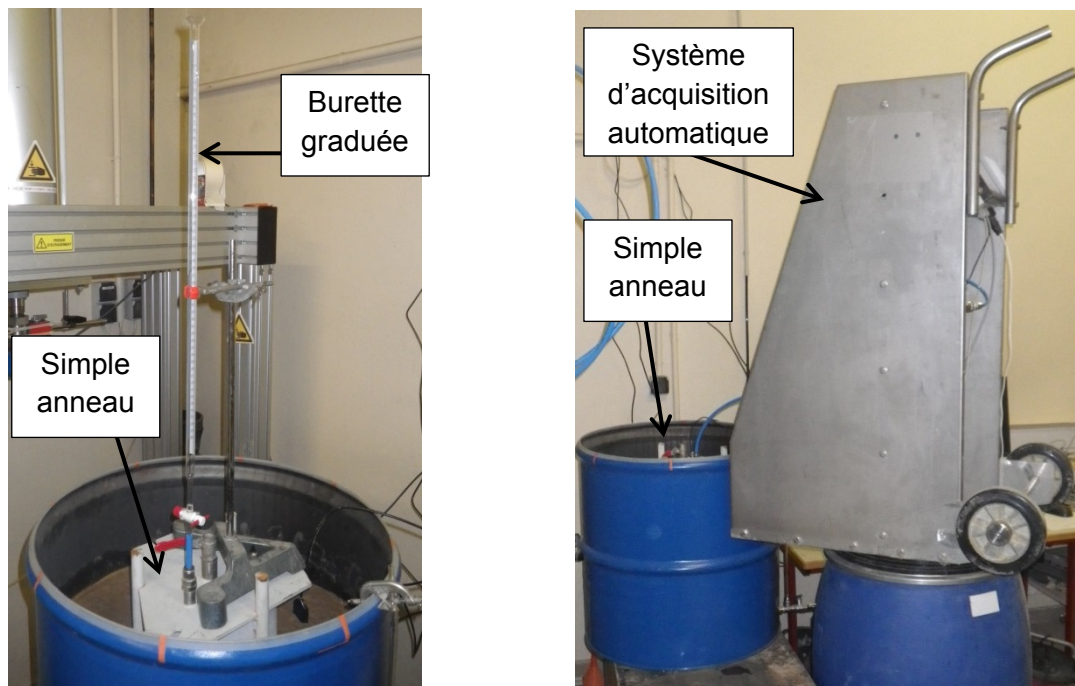


Figure 7-32 : Système de suivi des volumes d'infiltration manuel (gauche) et automatique (droite) de l'essai Maxi-K

Le système de mesure manuel de l'infiltration se compose d'une burette graduée de 50 ml, connectée au simple anneau au moyen d'un tube. Le niveau de charge initial de la burette est de 50,5 cm. Cette charge a été choisie car lors de la réalisation d'un essai au simple anneau in situ, la norme NF X 30-420 prévoit une charge minimale de 50 cm. La hauteur d'eau dans la burette a été mesurée régulièrement pendant 24 h.

Passé ces 24 h, la première phase de mesure (phase de saturation au sens de la norme NF X 30-420) est achevée et le matériel de mesure manuel a été remplacé par le système d'acquisition automatique décrit ci-après.

Le système d'acquisition automatique permet de mesurer la hauteur d'eau dans un tube de dimensions connues au moyen d'un capteur de pression (voir Figure 7-33). L'acquisition de cette pression est faite automatiquement et permet un suivi continu. De même la température de l'eau dans l'anneau est enregistrée afin de pouvoir faire la correction puisque classiquement, la conductivité hydraulique d'un matériau est donnée pour une température de 20°C.

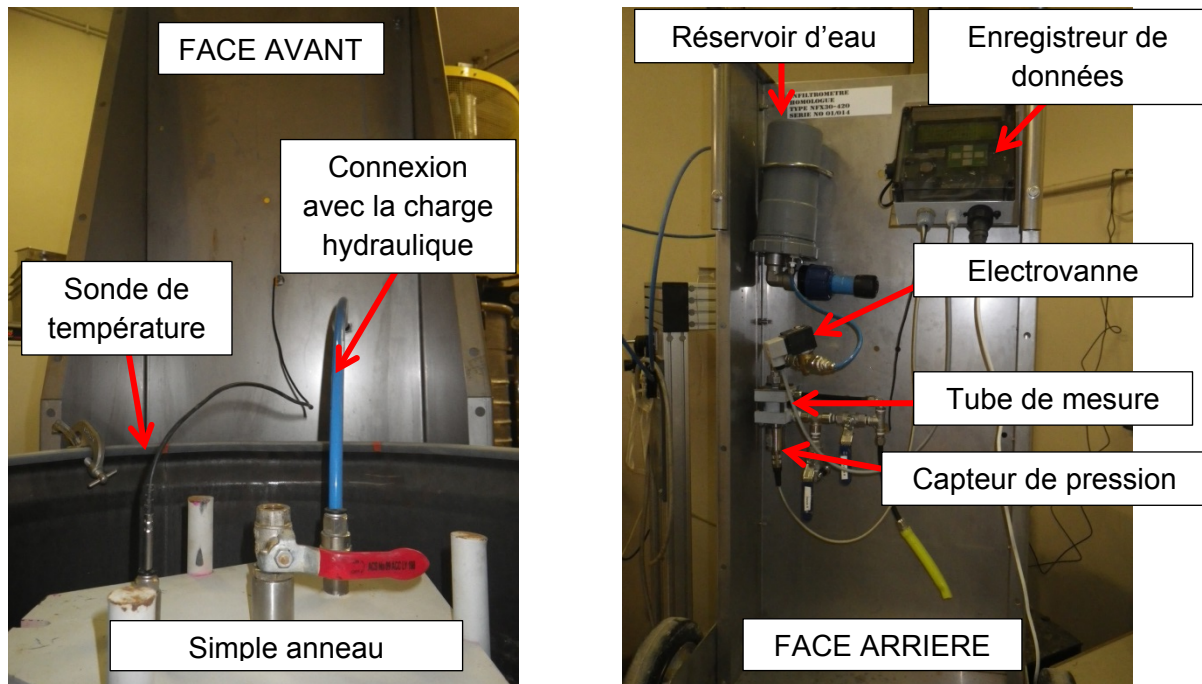


Figure 7-33 : Système automatique d'acquisition pour l'essai Maxi-K

Sur la Figure 7-33 on voit la présence d'un réservoir d'eau et d'une électrovanne. Ces deux éléments sont utilisés par le mode *SATURATION* du système d'acquisition. En effet dans son utilisation normale, ce système permet de réaliser la phase de saturation du matériau. Pour se faire lorsque le niveau d'eau passe sous un certain seuil dans le tube de mesure, l'électrovanne s'ouvre pour le remplir à nouveau et permettre une saturation en continu. Cependant lors de cette phase les pressions ne sont pas enregistrées et c'est pourquoi nous n'utilisons pas ce mode de l'appareil que nous avons remplacé par la première phase de mesures manuelles.

Dans notre étude nous n'utilisons que le mode *MESURE*. Au lancement de ce mode, l'électrovanne s'ouvre pour remplir le tube de mesure puis se referme. Ensuite la pression (donc la hauteur) d'eau dans le tube de mesure est enregistrée à intervalles de temps régulier (nous avons choisi de faire une acquisition toutes les 15 minutes) ainsi que la température de l'eau de l'anneau. Lorsque le niveau de l'eau arrive au bas du tube, nous arrêtons la phase de mesure et nous en relançons une nouvelle afin d'avoir un suivi à long terme de l'infiltration dans notre matériau.

Le tube de mesure a un diamètre de 3,6 cm et une hauteur de 2,2 cm. Il est positionné de façon à ce que la base du tube soit à 50 cm de la surface du sol.

7.10.2. Essai d'infiltration

Dans cette partie, nous donnons les résultats de cet essai en utilisant dans un premier temps les méthodes classiques d'interprétation en considérant le matériau saturé, puis dans un second temps en utilisant la théorie expliquée au début de ce chapitre en considérant que le matériau se sature pendant l'essai.

7.10.2.1. Méthode d'interprétation de l'essai suivant le principe de la norme NF X 30-420

Pour cette interprétation nous nous intéressons aux volumes infiltrés au cours du temps mesurés pendant la première phase avec la burette (phase de saturation) et dans un second temps par mesure avec le système d'acquisition automatique.

Dans cette partie où l'on considère uniquement les conditions saturées, la phase transitoire de saturation n'est pas utilisée, seule la phase de mesure considérée comme étant en régime permanent est utilisée. C'est pourquoi nous ne présentons dans cette partie que les résultats des mesures effectuées avec le système d'acquisition automatique.

La Figure 7-34 montre l'évolution du volume cumulé infiltré en fonction du temps. On peut remarquer la fin du régime transitoire, qui n'est pas pris en compte pour le calcul de la conductivité hydraulique.

On remarque également une perte de données. Cette perte a été occasionnée par un arrêt du système d'acquisition suite un problème d'alimentation. Cependant à la reprise de l'acquisition le niveau d'eau était encore au-dessus du niveau haut de l'anneau. De plus, après remise en route du système on remarque que la vitesse d'infiltration est toujours constante. Nous avons donc décidé de considérer que, pendant la période de perte de données, l'infiltration est restée constante.

L'interprétation de cette courbe, pour en déduire la conductivité hydraulique par la méthode classique, consiste à prendre la pente de la courbe dans sa phase de régime permanent qui représente le débit d'infiltration (on ramène cette valeur qui est dans notre cas en m^3/min à des m^3/s). Cette pente est divisée par la surface d'infiltration (qui correspond à la surface intérieure de l'anneau ($\pi d^2/4 = 3,3 \times 10^{-2} \text{ m}^2$)). On obtient ainsi le débit surfacique. Dans ce système de mesure l'essai est considéré comme étant à charge constante au sens de la norme NF X 30-420. En effet dans la norme il est prévu que pour qu'un essai soit considéré comme étant à charge constante, celle-ci ne doit pas varier de plus de 2% de la charge appliquée. Ainsi en considérant que la charge appliquée est la charge correspondant à la hauteur d'eau au niveau du milieu du tube de mesure, le niveau haut et le niveau bas représentent une variation inférieure à ces 2%, au sens de la norme on peut donc considérer la charge comme constante.

Ainsi dans notre cas la charge hydraulique h considérée en régime permanent correspond à une hauteur d'eau de 51,0 cm. Pour connaître le gradient hydraulique il est nécessaire de connaître la profondeur du front de saturation de l'échantillon. Cette mesure n'étant pas

accessible, puisque le système de mesure n'a pas été retiré (afin de permettre la poursuite de l'essai à plus long terme), une approximation est nécessaire.

Cette approximation consiste à dire que l'épaisseur de la frange saturée est nécessairement inférieure à la profondeur d'enfoncement de l'anneau. En prenant cette valeur maximum de la frange saturée ($z_p=6$ cm) on minimise le gradient hydraulique et donc on maximise la conductivité hydraulique.

Ainsi on obtient :

- Débit surfacique $v = 1,04 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^2$,
- Gradient hydraulique minimisé $i = (h+z_p)/z_p = 9,5$

On applique ensuite la relation de Darcy $v = K \times i$ et on obtient que la conductivité hydraulique de ce matériau est inférieure à $1,09 \times 10^{-10} \text{ m/s}$. Cette valeur est donc la conductivité hydraulique la plus forte que le matériau aurait, si la totalité de l'épaisseur située dans l'anneau est saturée, soit 6 cm. C'est donc une valeur maximale. Elle correspond aux résultats des mesures obtenues avec les systèmes oedoperméamètre, perméamètre à parois rigides et à parois souples (voir chapitre 6).

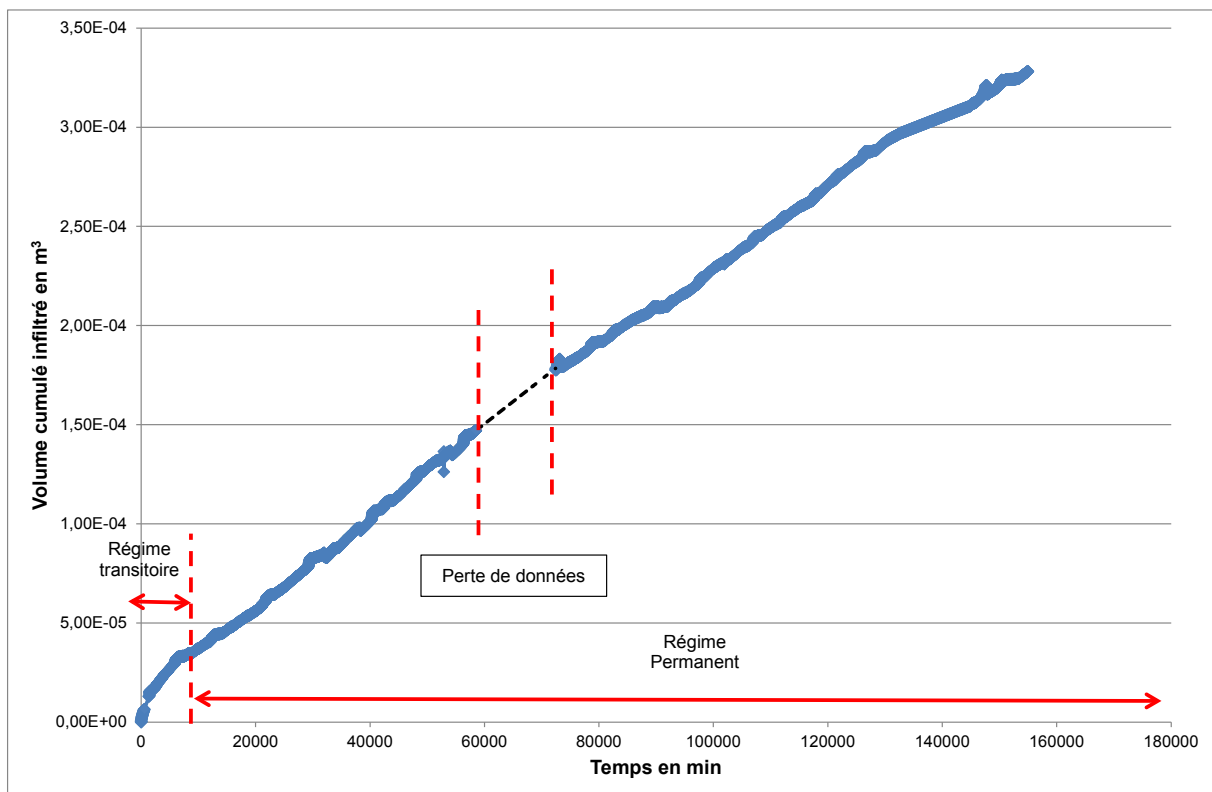


Figure 7-34 : Volume cumulé infiltré en fonction du temps en phase de suivi automatique essai Maxi-K

Enfin cette valeur de conductivité hydraulique doit être corrigée par la température de l'eau. Cette correction est faite en prenant la valeur moyenne de la température qui est de 18,6°C (voir Figure 7-35).

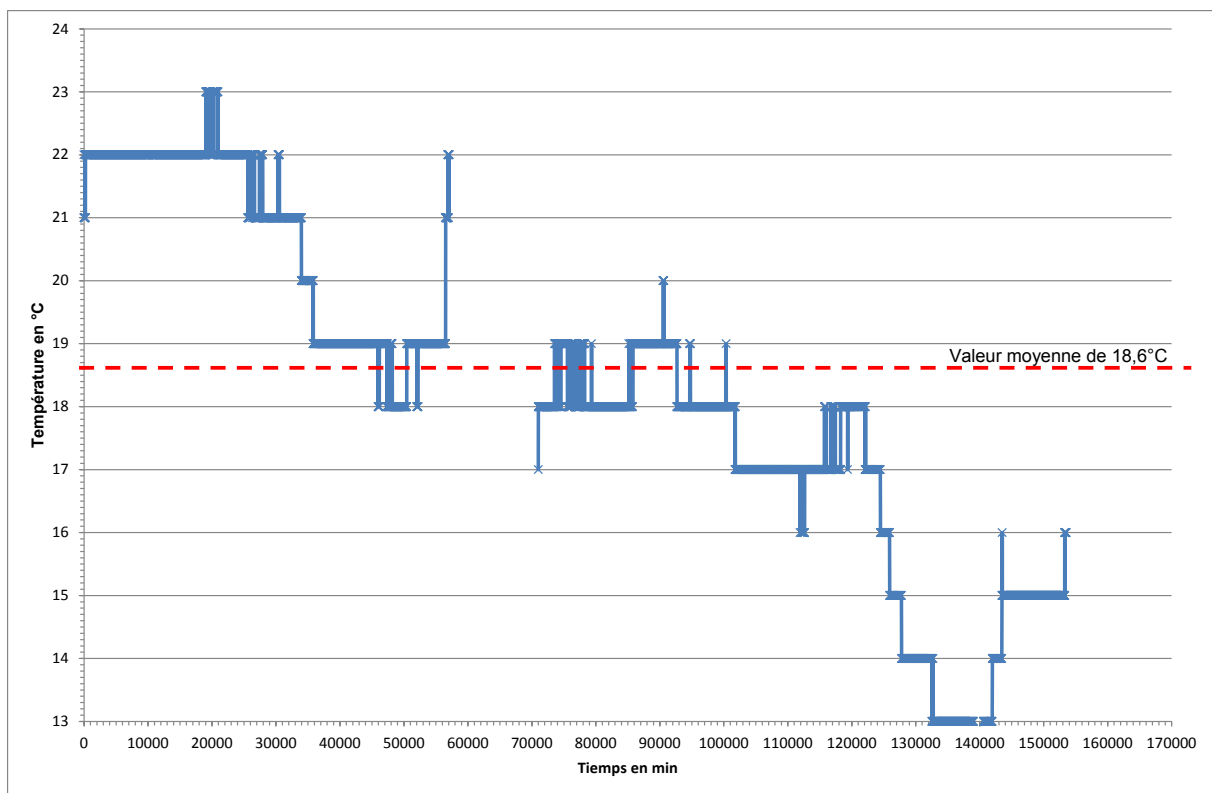


Figure 7-35 : Suivi des températures de l'eau dans l'anneau pendant l'essai Maxi-K

La conductivité hydraulique à saturation à 20°C (K_{20}) corrigée en fonction de la température est donné par la relation $K_{20} = K_{mesurée} \times \frac{\eta_{T\text{ moyenne}}}{\eta_{20}}$ avec le rapport $\frac{\eta_{T\text{ moyenne}}}{\eta_{20}}$ qui vaut :

$$\frac{\eta_{T\text{ moyenne}}}{\eta_{20}} = e^{[2,44.10^{-2} \times (20 - T_{moyenne}) + 1,8.10^{-4} \times (20 - T_{moyenne})^2 + 2,5.10^{-6} \times (20 - T_{moyenne})^3]}$$

Avec $T_{moyenne}$ la température moyenne de l'eau dans l'anneau pendant l'essai (18,6°C).

Dans notre cas ce rapport de correction vaut $\frac{\eta_{T\text{ moyenne}}}{\eta_{20}} = 1,036$. Ainsi la conductivité hydraulique à saturation à 20°C (K_{20}) pour le matériau T12-BCAS 7% mesurée à l'essai Maxi-K est inférieure ou égale à $1,1 \times 10^{-10}$ m/s. Cette valeur est proche de la valeur mesurée à l'oedoperméamètre (voir chapitre 6) qui est de $1,5 \times 10^{-10}$ m/s.

Afin d'améliorer notre interprétation, nous avons fait un calcul d'évolution de la frange saturée en considérant qu'on remplit intégralement les vides du sol. Pour réaliser ce calcul nous utilisons les caractéristiques physiques de la première couche. L'épaisseur saturée est calculée par la formule [7 – 22].

$$H_{sat}(t) = \frac{V_{infiltré}(t) \times H_{couche}}{V_v} \quad [7-22]$$

avec :

- $H_{sat}(t)$, l'épaisseur saturée dans l'anneau à l'instant t,
- $V_{infiltré}(t)$, le volume d'eau infiltré à l'instant t,
- H_{couche} , l'épaisseur de la première couche,
- V_v , le volume des vides de la première couche calculé par la formule [7-23].

$$V_v = \frac{(\rho_s - \rho_d) \times m_s}{\rho_s \times \rho_d}$$

[7-23]

avec :

- ρ_s , la masse volumique des grains du matériau étudié,
- ρ_d , la masse volumique sèche du matériau de la première couche,
- m_s , la masse sèche de matériau de la première couche situé dans l'anneau.

La Figure 7-36 montre l'évolution de l'épaisseur saturée en fonction du temps.

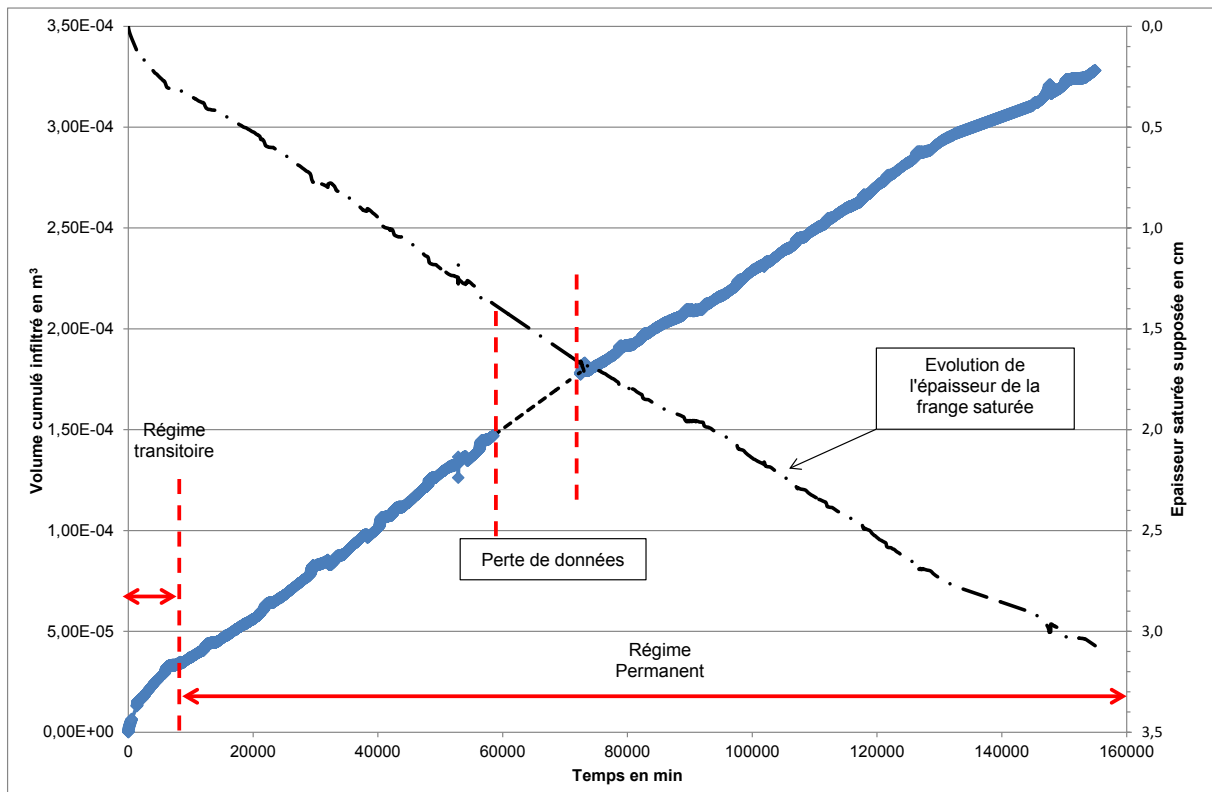


Figure 7-36 : L'évolution de l'épaisseur de la frange saturée en considérant le remplissage des vides du matériau par l'eau infiltrée au cours de l'essai

Ce calcul montre qu'en considérant la porosité du matériau calculée avec les paramètres mesurés lors de la mise en œuvre et le volume infiltré au cours de l'essai, l'épaisseur de la frange saturée ne serait que d'environ 3 cm. En utilisant cette épaisseur de z_p , le gradient hydraulique est ramené à $i = 18$ ce qui donne une conductivité hydraulique de 6.10^{-11} m/s.

7.10.2.2. Détermination de la conductivité hydraulique du matériau par modélisation de l'écoulement

L'interprétation de cet essai en condition non-saturée nécessite l'utilisation du logiciel Hydrus 2-D et les paramètres de Van Genuchten du matériau T12-BCAS 7% déterminés plus tôt dans ce chapitre. L'essai est modélisé en axisymétrie.

En plus des paramètres de Van Genuchten, il faut, pour l'utilisation du logiciel, fixer la conductivité hydraulique du matériau à saturation (K_s), sa teneur en eau volumique initiale ainsi que la charge hydraulique (en hauteur d'eau) appliquée au cours du temps. Pour cela

on utilise l'ensemble des données recueillies au cours de la phase de saturation de l'essai Maxi-K ainsi que de la phase de mesure automatique.

Le logiciel calcule ensuite les volumes infiltrés théoriques en fonction des hauteurs d'eau dans le temps que nous avons fixées.

La Figure 7-37 représente des volumes infiltrés en fonction de la conductivité hydraulique K_s choisie ainsi que les valeurs de volumes infiltrés pendant l'essai Maxi-K.

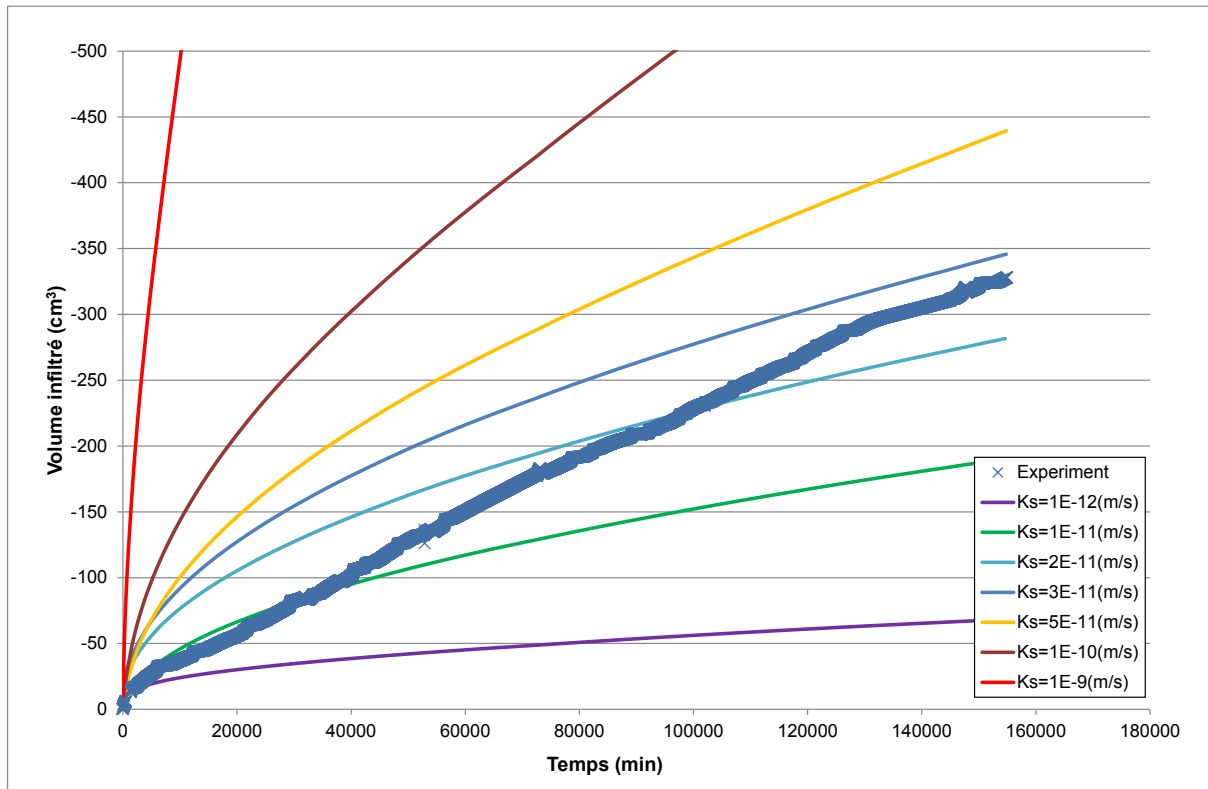


Figure 7-37 : Volumes infiltrés théoriques en fonction de K_s pour l'interprétation en conditions non saturées de l'essai Maxi-K

La Figure 7-37 montre que la conductivité hydraulique à saturation K_s , qui expliquerait au mieux les volumes infiltrés en conditions non saturées, est comprise entre $5,0 \times 10^{-11}$ m/s et $7,0 \times 10^{-11}$ m/s, ce qui est proche de la valeur mesurée avec l'interprétation classique avec une frange saturée z_p de 6 cm. La valeur de $K_s = 6,0 \times 10^{-11}$ m/s est trouvée dans l'interprétation classique avec une frange saturée du matériau z_p de 3 cm.

On remarque également que la forme de la courbe de l'essai est différente de celles données par le logiciel. Cette différence peut provenir d'un problème au niveau des paramètres de Van Genuchten qui ont été évalués dans des conditions beaucoup plus humides. Les courbes de rétention sont donc probablement trop raides, ce qui étale le front d'humidification et lisse la courbe d'évolution au cours du temps.

Le calage de la zone saturée devait être aidé par la réponse des sondes capacitatives. En effet nous voulions utiliser les sondes capacitatives pour voir le temps auquel le bulbe d'infiltration devait atteindre la profondeur de 10 cm (profondeur de positionnement de la sonde). Cependant la conductivité hydraulique du matériau semble être inférieure à celle que nous pensions atteindre de ce fait aucune augmentation de la teneur en eau volumique au niveau de la sonde capacitive, qui est positionnée sous l'anneau n'a pu être observée (voir Figure 7-38) pendant la durée de l'essai (3,7 mois). Au contraire c'est plutôt une diminution de teneur en eau qui est observée.

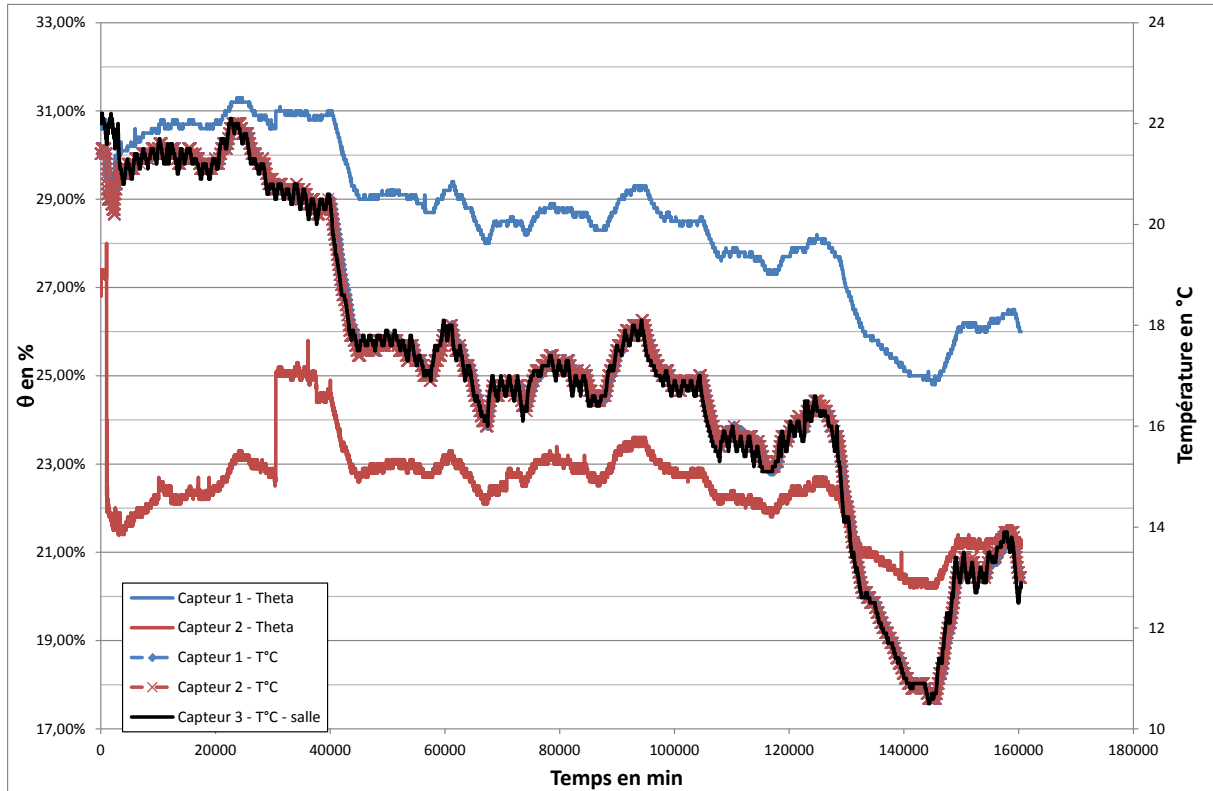
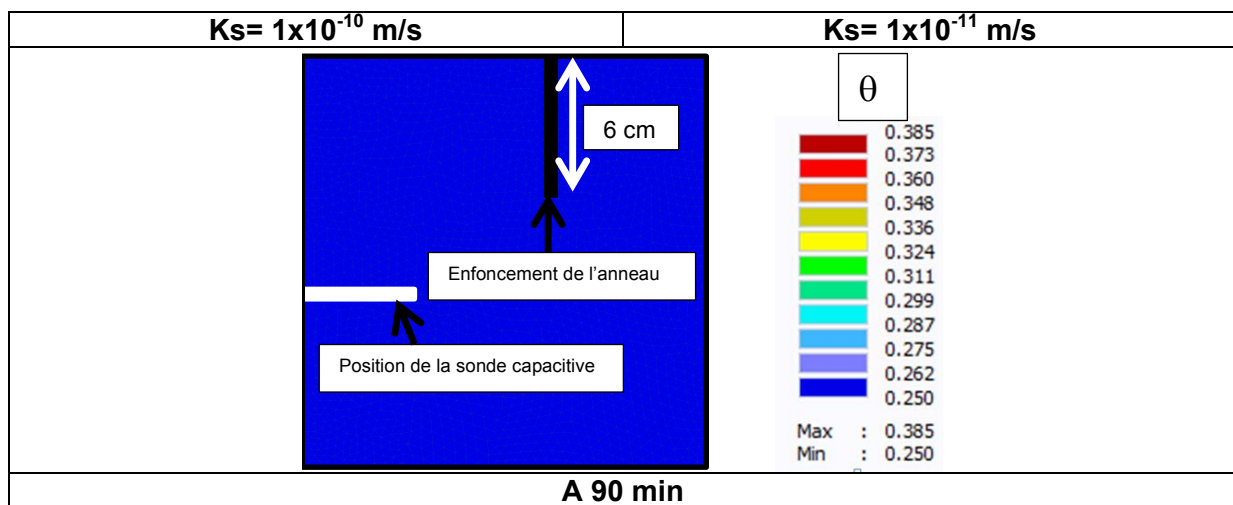


Figure 7-38 : Evolution de la teneur en eau volumique et des températures issues des sondes capacitives

En effet lorsqu'on regarde l'évolution du bulbe d'infiltration (Figure 7-39 à gauche) donnée pour une conductivité hydraulique de 10^{-10} m/s (valeur calculée par la méthode classique d'interprétation de l'essai avec $z_p=6$ cm), la sonde capacitive aurait dû montrer une augmentation de la teneur en eau volumique, ce qui n'est pas le cas. On remarque également que si la conductivité hydraulique à saturation du matériau est de 10^{-11} m/s, il n'y aurait environ que 3 cm de frange saturée dans l'anneau.



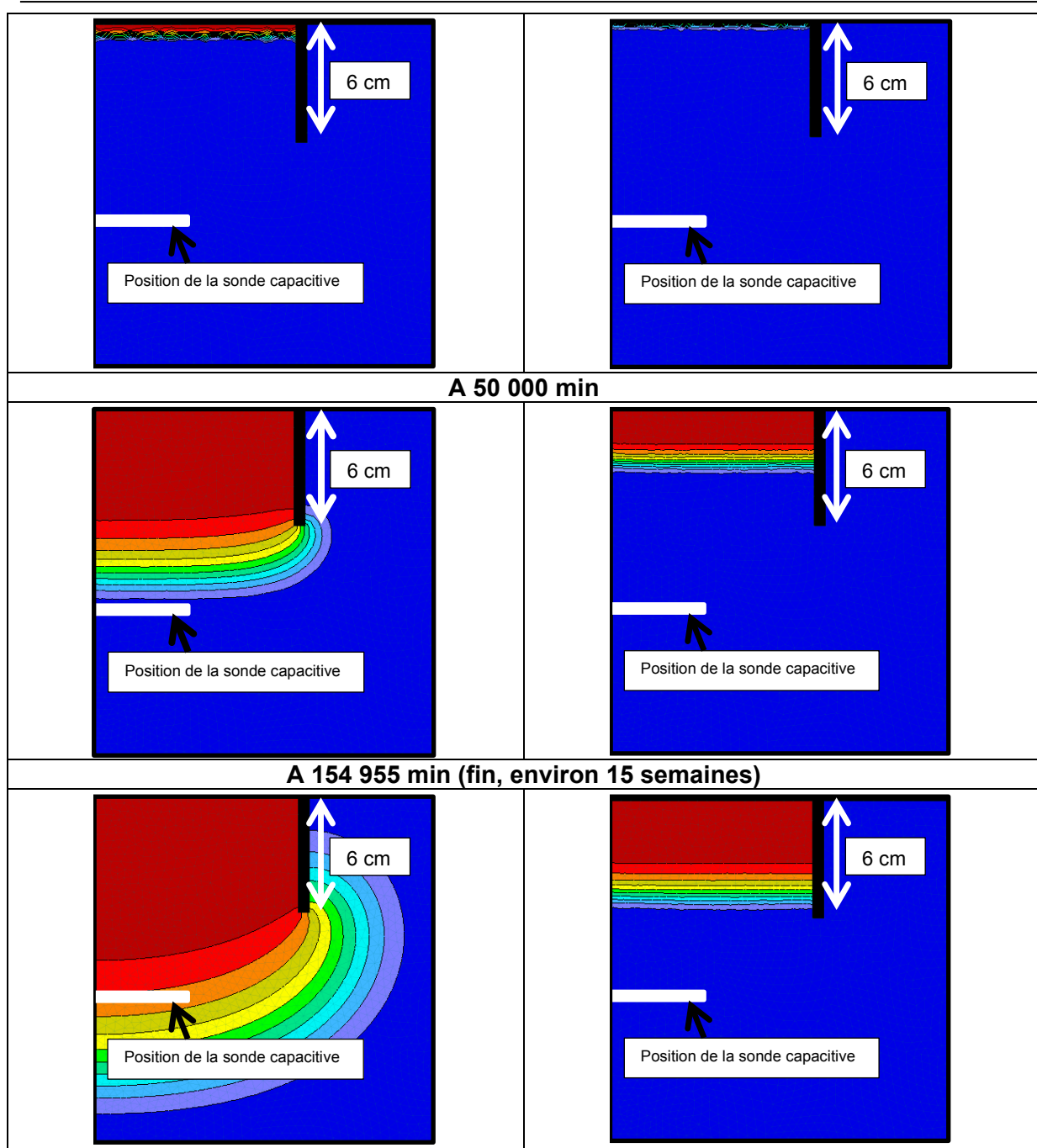


Figure 7-39 : Evolution du bulbe d'infiltration pour une conductivité hydraulique saturée de 10^{-10} m/s (à gauche) et 10^{-11} m/s (à droite), résultats issus de la modélisation de l'essai avec le logiciel Hydrus 2-D

7.10.3. Conclusion

La valeur de la conductivité hydraulique saturée du matériau T12 traité à 7% de BCAS a été calculée par deux méthodes. La première est la "méthode classique" utilisée pour l'interprétation d'un essai au simple anneau fermé à charge constante, la valeur calculée est alors inférieure à $1,1 \cdot 10^{-10}$ m/s. La seconde méthode, qui consiste à modéliser notre matériau en prenant en compte la zone non saturée, donne la meilleure corrélation entre les volumes infiltrés que nous avons mesurés et les volumes infiltrés calculés avec le logiciel en fonction

des hauteurs de charge hydraulique au cours du temps pour une conductivité hydraulique saturée comprise en 5.10^{-11} m/s et 7.10^{-11} m/s.

La méthode classique donnerait une conductivité hydraulique saturée du même ordre de grandeur lorsqu'on considère que la frange saturée n'est pas de 6 cm mais qu'elle est comprise entre 3 cm.

Le calcul de la frange saturée en considérant que le volume infiltré remplit les pores du matériau montre que ce volume infiltré au cours de l'essai ne permet de saturer au mieux qu'un peu plus de trois centimètres, ce qui est très proche du résultat donné par la modélisation pour une conductivité hydraulique de l'ordre de 6.10^{-11} m/s. Cette conductivité hydraulique peut donc être considérée comme étant la conductivité hydraulique du matériau T12 traité à 7% de BCAS utilisé dans l'essai.

La mesure directe de la frange saturée devra être faite lors du démontage de l'essai afin de valider ces résultats.

Chapitre n° 8	ESSAIS EN SEMI VRAIES GRANDEURS – PLANCHES D'ESSAIS
----------------------	--

8.1. Nécessité de réaliser des essais en vraies grandeurs

La mesure de la conductivité hydraulique en laboratoire permet de pouvoir contrôler un maximum de paramètres comme la température, le volume de matériau saturé, l'énergie de compactage ou la teneur en eau de mise en œuvre. Ce contrôle permet d'obtenir des mesures fiables. Les essais in situ sont, quant à eux, dépendants des conditions météorologiques et de l'hétérogénéité due à l'échelle du problème. La mesure de faible conductivité hydraulique nécessite un temps assez long pouvant être incompatible avec le fonctionnement du site (en phase travaux par exemple). Cependant le problème de représentativité de la mesure de la conductivité hydraulique au laboratoire par rapport à celle mesurée sur le site se pose notamment parce qu'au laboratoire seule une fraction granulométrique est utilisée pour la réalisation des essais (voir chapitre 4).

En effet une comparaison des mesures de la conductivité hydraulique effectuées au laboratoire (k_{lab}) et sur site ($k_{in\ situ}$) sur 51 argiles réalisées par Benson et Boutwell (2000) montre que pour des teneurs en eau inférieures à l'optimum $w < w_{opt}$, la conductivité hydraulique $k_{lab} < k_{in\ situ}$. La présence de macropores de diamètres supérieurs à 1 μm existe in situ mais n'existe pas dans le cas des essais réalisés au laboratoire. Ces macropores sont dus au fait que, lorsque le matériau est compacté du côté sec de l'optimum ($w < w_{OPN}$), les agrégats trop rigides ne sont pas cassés par l'énergie de compactage sur site. Lorsque la teneur en eau augmente et se rapproche de l'optimum Proctor les macropores disparaissent car les agrégats se ramollissent. Lorsque la teneur en eau est supérieure ou égale à l'optimum Proctor les conductivités hydrauliques mesurées au laboratoire ou sur site sont alors comparables. D'après les auteurs lorsque 80% à 90% des points de mesures ont des teneurs en eau supérieures à l'optimum et lorsque le degré de saturation est de 2% à 4% supérieur au degré de saturation à l'optimum, $k_{in\ situ}$ et k_{lab} sont équivalents. Cependant, même dans ces conditions, il n'est pas certain d'obtenir $k_{in\ situ} = k_{lab}$ sur le moyen terme car de nombreux paramètres, autres que les conditions de compactage, peuvent influencer la valeur de la conductivité hydraulique in situ. Ainsi, la dessiccation, le gel, des hétérogénéités qui ne peuvent pas être pris en compte dans les mesures réalisées en laboratoire, peuvent induire des fissures et/ou créer des chemins préférentiels d'écoulement qui auront pour conséquence d'augmenter significativement la conductivité hydraulique in situ.

Certains auteurs mettent en évidence des valeurs de conductivité hydraulique, mesurées in situ à l'infiltromètre à double anneaux, 20 à 200 fois plus importantes que les valeurs mesurées au perméamètre à parois souples en laboratoire (Guler et Bozdey, 2001). Ils expliquent cette différence aussi notamment par l'influence du type de compactage et la mauvaise représentation de la répartition des pores. De plus, au laboratoire, les échantillons sont compactés à des teneurs en eau $w_{OPN} + 2\%$ à $w_{OPN} + 3\%$ alors que sur site, les mesures réalisées après mise en œuvre des matériaux montrent des teneurs en eau en grande majorité inférieures à l'optimum. Cette différence de teneur en eau s'ajoute à la différence de type de compactage, toutes deux favorisant la présence de macropores, donc des conductivités hydrauliques plus importantes.

Pour d'autres auteurs (Mazzieri et Van Impe 2001), les mesures de conductivité hydraulique réalisées en laboratoire et in situ donnent des résultats très comparables.

D'après Elsbury et al (1990), la mesure de la conductivité hydraulique in situ peut être jusqu'à 3000 fois supérieure à celle mesurée en laboratoire. Moussaï (1993) présente un tableau de Daniel dans lequel le rapport de la mesure de la conductivité hydraulique in situ ($k_{in\ situ}$) et en laboratoire (k_{lab}) est présenté en fonction de différents critères (voir Tableau 8-1).

Tableau 8-1: Ordre de grandeur du rapport ($k_{in\ situ}/k_{lab}$) en fonction de différents paramètres (Daniel cité dans Moussaï 1993)

Source potentielle d'écart	$k_{in\ situ}/k_{lab}$
Teneur en eau plus élevée en laboratoire	10 à 1000
Energie de compactage plus forte en laboratoire	10 à 1000
Substances nuisibles non présentes en laboratoire	10 à 1000
Taille des mottes plus petite en laboratoire	10 à 100
Compactage statique en laboratoire	1 à 10
Saturation imparfaite pour les mesures en laboratoire	1 à 10
Gradient hydraulique trop fort entraînant la migration des fines	1 à 10
Ecoulement permanent non atteint	1 à 10
Echantillon de laboratoire petit (non représentatif)	1 à 1000
Fissures de dessiccation sur chantier	Aucune donnée

De plus la dimension minimale des échantillons pour permettre une représentativité correcte des conditions in situ définie par Benson et al. (1994-a) montre que, lorsque le sol est compacté coté sec de l'optimum ou à une faible énergie de compactage, l'échantillon doit être de taille importante, afin de bien représenter le réseau de pores qui régit les écoulements. Au contraire, lorsque le sol est compacté coté humide ou à une forte énergie de compactage, l'échantillon représentatif est de petite taille. Ainsi, dans le cas de sols fins, ils recommandent des échantillons de 0,30 m de diamètre et de 0,15 m de hauteur pour les mesures de conductivité hydraulique en laboratoire. D'après Nadeo et al. (2001), les conductivités hydrauliques mesurées en laboratoire augmentent avec les dimensions des échantillons.

On notera que ces dimensions minimales sont bien loin des dimensions des échantillons testés à l'oedoperméamètre (diamètre = 0,07 m et hauteur = 0,02 m).

Ces éléments montrent l'importance de pouvoir tester la solution en vraie grandeur et de pouvoir comparer les matériaux avant et après traitement dans des conditions de mises en

œuvre identiques à celles qui seraient utilisées pour traiter le matériau d'une couverture de centre de stockage.

En conclusion, la caractérisation en laboratoire d'une solution de traitement d'un matériau en vue de le rendre moins perméable, ne permet pas de garantir que, lors de sa mise en œuvre sur site, la solution ait les mêmes performances.

8.2. Conception des planches d'essais

8.2.1. Projet initial

Au début de l'étude il était prévu qu'une ou plusieurs planches d'essais seraient réalisées avec des matériaux prélevés sur la couverture du centre Manche. Ces planches d'essais devaient permettre de tester en grand, l'efficacité en terme de conductivité hydraulique des traitements retenus (2 au maximum) suite à l'étude de traitement réalisée au préalable en laboratoire. Les planches d'essais devaient également permettre de s'assurer de la faisabilité du traitement en grandeur réelle (mise en œuvre du matériau traité avec des engins de chantier classiques). Ces planches d'essais auraient été réalisées à proximité du site dans des conditions se rapprochant au mieux des conditions réelles in situ (pentes, conditions climatiques, densité en place des limons sableux...). Ce suivi devait durer de 1 à 2 ans.

Les planches d'essais consistaient à reconstituer des panneaux de couverture de dimensions environ 5 m (largeur) x 15 m (rampant) chacune (les dimensions précises devaient être définies en fonction des engins de mise en œuvre), voir Figure 8-1.

Tout d'abord, un panneau P1 aurait été réalisé avec du limon sableux sans traitement (panneau témoin). Un ou deux panneaux P3 et P4 auraient été réalisés avec le limon sableux ayant fait l'objet du traitement présentant les meilleurs résultats suite aux études de laboratoire.

En complément, un panneau P2 aurait été réalisé en matériau traité, avec une pente de 3H/1V, représentant les conditions en talus. Ce panneau avait pour objet de tester la faisabilité du traitement dans les conditions de mise en œuvre du site les plus défavorables (pentes les plus fortes).

Le panneau P3 aurait été mis en œuvre avec une pente de 6%. Il s'agit de la pente la plus faible rencontrée sur le site qui est donc la plus défavorable en termes d'infiltration.

Enfin, le dernier panneau P4 aurait également été mis en œuvre avec une pente de 6% et devait permettre de tester le second traitement retenu.

Pour chacun des panneaux (voir Figure 8-2), il devait être réalisé une assise (couche de forme) permettant de mettre en œuvre les matériaux sur un support homogène. Une couche de drainage associée à des drains aurait été ensuite mise en œuvre, surmontée par la couche de limon sableux. Il aurait également pu être étudié, lors de la conception des planches d'essais l'intérêt, de mettre en œuvre également la couche de terre végétale au-dessus des limons sableux (20 cm).

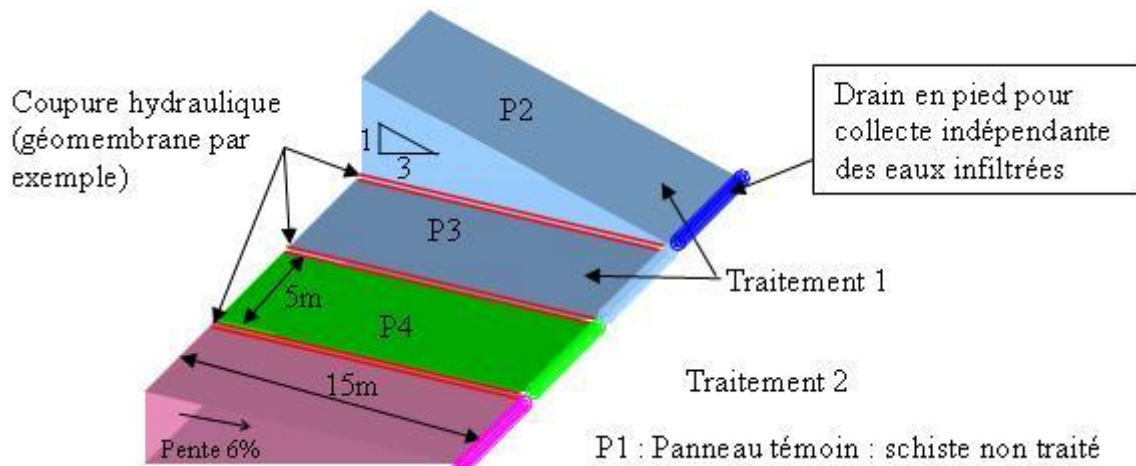


Figure 8-1 : Schéma de principe de réalisation des planches d'essai

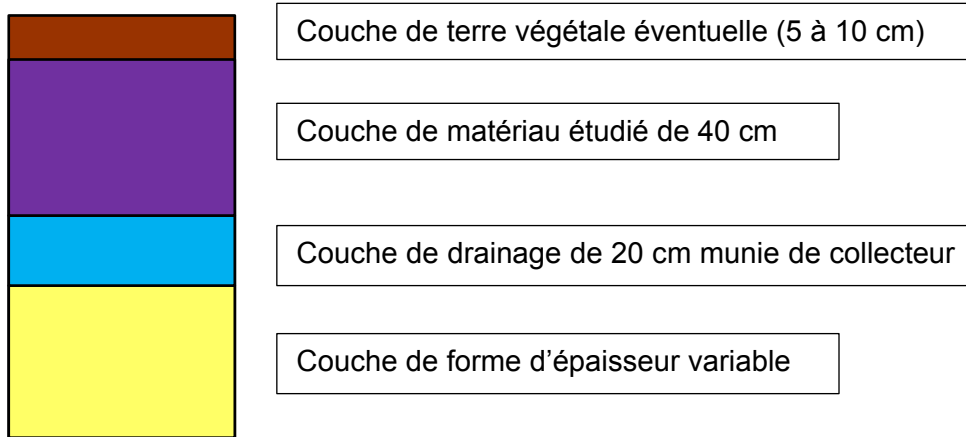


Figure 8-2 : Coupe type des planches d'essais du projet initial

Les débits infiltrés au niveau de chaque panneau auraient été mesurés et comparés entre eux. Les données météorologiques du site auraient permis de mettre en parallèle la pluviométrie et ces eaux infiltrées.

La teneur en eau aurait été mesurée par prélèvements au moment de la mise en œuvre des limons sableux et au moment du démontage des planches d'essais. La densité du limon sableux mis en œuvre était mesurée au gamma densimètre. Enfin des essais expérimentaux de conductivité hydraulique à l'eau sur site (anneau fermé, en forage) ou au gaz (en laboratoire) étaient envisagés pour caractériser la conductivité hydraulique du matériau.

Ces planches d'essais pouvaient par ailleurs être laissées au moins partiellement en place à plus long terme afin de renseigner sur l'évolution à long terme de la couche de limons sableux en terme de conductivité hydraulique.

8.2.2. Projet final

Au vu des résultats de la campagne de caractérisation des matériaux constituant la couche de limon sableux, deux matériaux types ont été mis en évidence (voir chapitre 4), à savoir un matériau pour les tranches 1 et 2 : le matériau type T12 et un second matériau pour la tranche 3 : le matériau type T3. Les planches d'essais doivent donc permettre de vérifier l'efficacité du ou des traitement(s) pour les deux types de matériaux. Pour cela il semble nécessaire de réaliser quatre planches d'essai.

L'objectif de ces planches est de pouvoir récupérer séparément les eaux qui ont ruisselé et les eaux qui se sont infiltrées au travers de la couche de matériau étudié (traité ou non traité). En effet les 4 planches étant soumises aux mêmes conditions climatiques, la comparaison des quantités d'eau qui traversent la couche étudiée de chaque planche semble être un bon indicateur de l'efficacité de cette dernière. Ce suivi sera poursuivi le plus longtemps possible par l'Andra.

La planche C sera réalisée avec le matériau type T12, elle servira de planche témoin pour ce matériau afin de voir l'amélioration significative apportée par le traitement de ce type de matériau, qui serait mis en œuvre sur la planche A.

Ce principe sera conservé pour les deux dernières planches, avec la planche D qui sera la planche témoin pour les matériaux type T3. Le matériau type T3 traité sera mis en œuvre sur la planche B (Voir Figure 8-3).

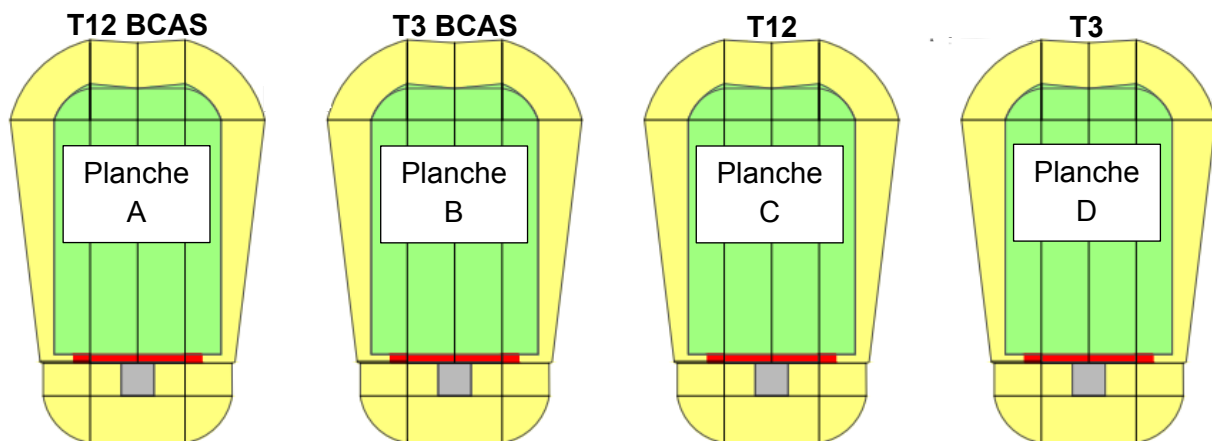


Figure 8-3 : Vue en plan des quatre planches d'essais

Chaque planche sera construite séparément espacée de plusieurs mètres et au-dessus du sol pour éviter tout problème de nappe phréatique.

8.2.2.1. Géométrie des planches d'essais

Nous avons été en charge de la définition du projet et des plans. La géométrie des planches qui a été retenue est la suivante.

Les dimensions des planches n'ont pas été modifiées par rapport au projet initial, à savoir :

- Largeur : 5 m
- Rampant : 15 m.

Afin d'améliorer la collecte des eaux de ruissellement et d'infiltration, les planches d'essais ont une pente longitudinale de 6% (pente minimale de la couverture du CSM) et également deux pentes transversales de 3% permettant de ramener les eaux vers le centre de la planche d'essai.

Les talus périphériques sont quant à eux pentés à 50% soit 2 pour 1 (voir Figure 8-4).

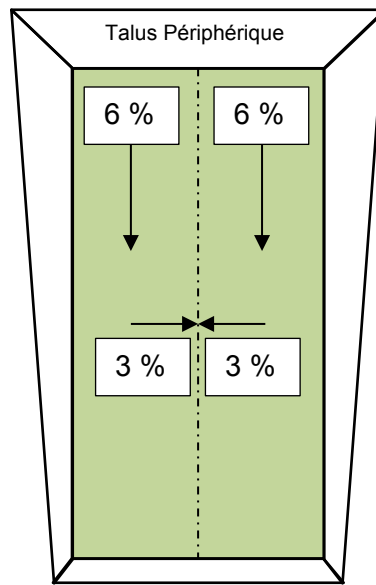


Figure 8-4 : Schéma type en vue du dessus des pentes d'une planche d'essais

8.2.2.2. Disposition et épaisseurs des couches des planches d'essais

Les planches d'essai sont composées de bas en haut par (voir Figure 8-5 à Figure 8-6) :

- une couche de base servant à donner la forme générale de la planche d'essai,
- un Dispositif d'Étanchéité par Géosynthétique (DEG) composé d'un géotextile anti-poinçonnant inférieur, d'une géomembrane PEHD et d'un géotextile anti poinçonnant supérieur. Ce DEG permet de collecter les eaux d'infiltration de la couche de matériaux étudiés,
- une couche drainante de 20 cm d'épaisseur permettant la collecte des eaux d'infiltration de la couche de matériaux étudiée. Cette couche est munie d'un drain PEHD 80 mm,
- la couche de matériau fin étudiée (non traitée ou traitée en fonction des planches). Cette couche aura une épaisseur de 40 cm,
- une couche de 40 cm de terre végétale assurant la protection de la couche de matériau étudiée,
- une couche de gazon en rouleau afin d'obtenir une surface végétalisée le plus rapidement possible,
- au point bas de la couche de terre végétale un caniveau béton en « L » muni d'un drain PEHD 100 mm et mis en place avec un massif drainant afin de collecter les eaux de ruissellement (Figure 8-7),
- un regard de visite est installé pour chaque planche d'essai afin de permettre la mesure des eaux infiltrées et de ruissellement.

L'épaisseur de 40 cm de la couche de limon sableux étudiée a été choisie en référence à la couverture du CSM : sur site, cette couche a une épaisseur comprise entre 0,80 m et 1,50 m. En traitant la couverture uniquement sur une épaisseur de 40 cm on conservera pendant toute la période de travaux une épaisseur de 60cm au minimum de limon sableux (40 cm de limon sableux surmontant 20 cm de sable de protection, voir coupe type de la couverture du CSM au chapitre 2) au-dessus de la géomembrane.

La coupure hydraulique est mise en place entre la couche de forme et la couche drainante, afin de s'assurer de récolter dans les drains la totalité des eaux infiltrées.

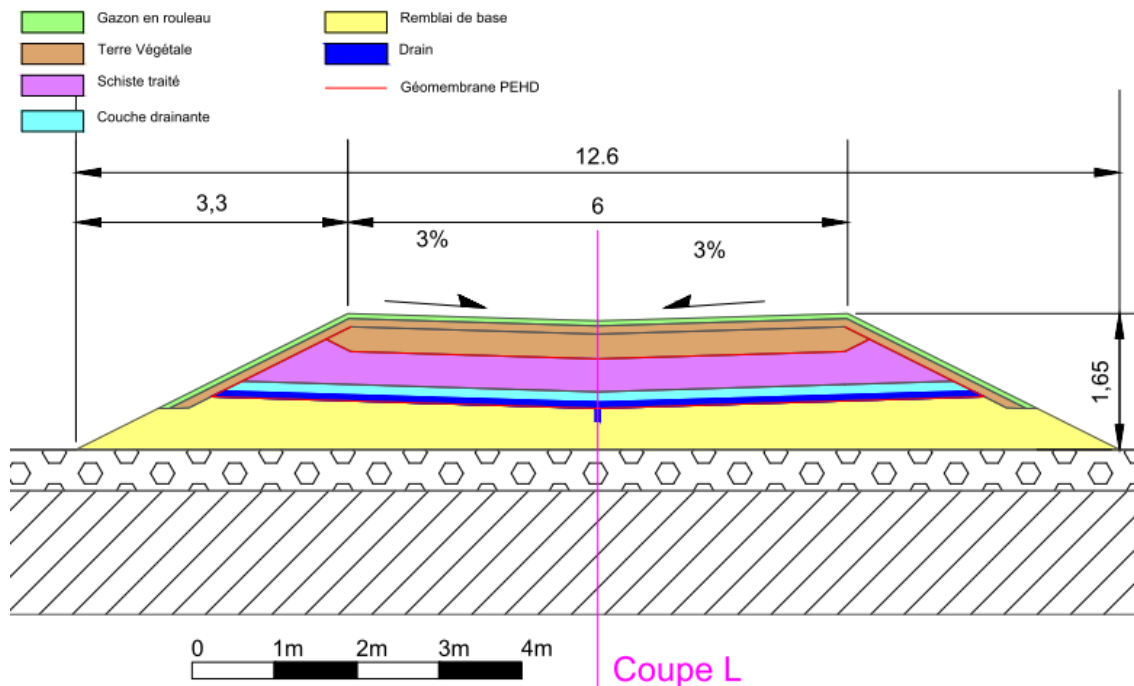


Figure 8-5 : Profil en travers d'une planche d'essais

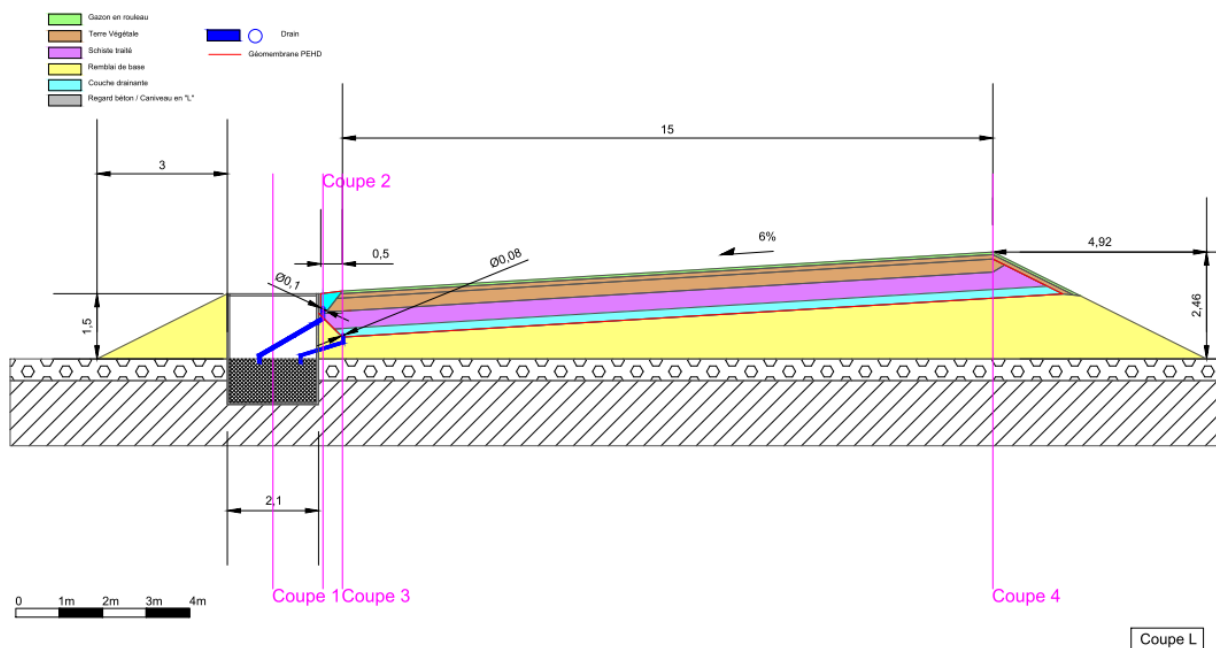


Figure 8-6 : Profil en long d'une planche d'essais

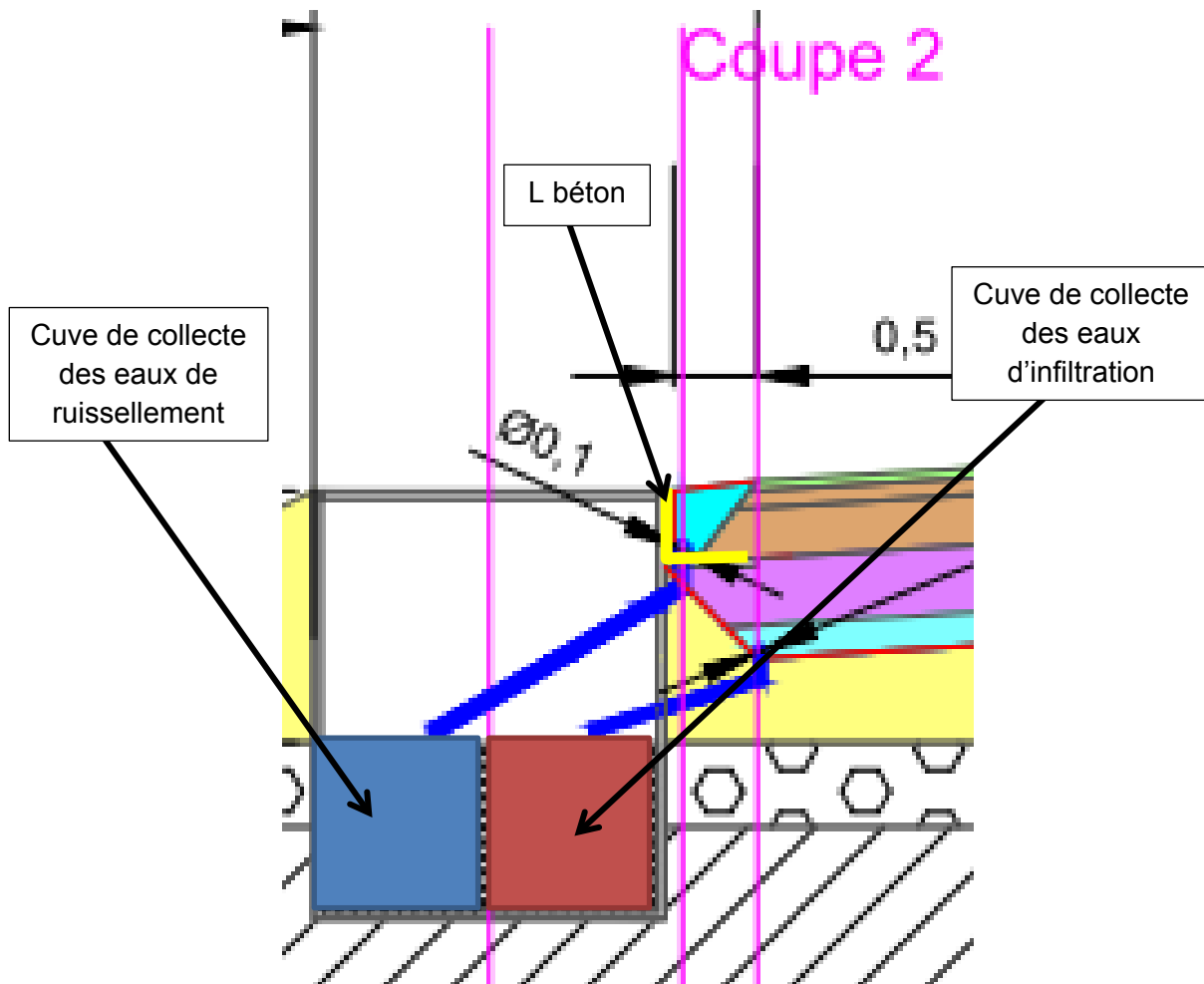


Figure 8-7 : Vue de principe du système de collecte et séparation des eaux de ruissellement et d'infiltration en point bas des planches d'essais

8.2.2.3. Instrumentation et mesures des planches d'essais

Une première phase de mesures est effectuée lors de la construction des planches d'essais. En effet pendant cette phase il a été possible de récolter des informations sur la couche de limon sableux étudiée, à savoir :

- granulométrie,
- teneur en eau de mise en œuvre,
- densité de mise en œuvre,
- conductivité hydraulique après compactage.

La granulométrie est déterminée après prélèvement d'échantillons sur les matériaux préparés pour la mise en œuvre.

La teneur en eau de mise en œuvre peut être mesurée sur des échantillons prélevés et envoyés en laboratoire ainsi que par mesure à la sonde à neutron. Cette mesure pourra être renouvelée au démontage des planches.

Le gammadensimètre permet de contrôler la densité du matériau une fois compacté.

Des mesures de conductivité hydraulique de surface et en profondeur ont été réalisées lors du montage des planches. Ces essais ont été réalisés au simple anneau (voir chapitre 7) du fait des faibles conductivités hydrauliques recherchées.

En complément on trouve une instrumentation interne dans les couches de matériaux étudiées pour chaque planche d'essais et dans les regards au bas de chaque planche d'essai.

Dans les couches de matériaux étudiés et afin de suivre l'évolution du front d'infiltration d'eau (après une forte pluie par exemple), des sondes TDR ont été implantées dans les couches (plusieurs par planche d'essai). Le problème de ce type d'instrumentation réside dans leur calibration. De plus la présence de câbles dans la couche peu perméable peut provoquer des infiltrations préférentielles et ainsi modifier la valeur réelle de la conductivité hydraulique des couches dans lesquelles elles sont implantées.

Dans les cuves des regards de planches d'essais, des capteurs de pression permettent de suivre l'évolution des hauteurs d'eau récoltée (donc après étalonnage des cuves, des volumes). Enfin des débitmètres installés à la sortie des pompes permettent de pouvoir mesurer les volumes pompés dans les cuves.

Les données météorologiques comme la pluviométrie et autres conditions climatiques, sont obtenues à partir des stations météorologiques du site du CSM et d'Areva.

8.3. Réalisation des planches d'essais et premiers résultats

8.3.1. Réalisation des planches d'essais

La construction de ces quatre planches d'essais a été faite sur financement propre de l'Andra, et réalisée en juillet et août 2014.

Cette réalisation a été divisée en deux phases : la première étant le prélèvement des matériaux sur la couverture du CSM et leur remplacement, la seconde étant la réalisation des quatre planches d'essais avec les matériaux prélevés sur la couverture du CSM.

- Prélèvement et substitution de matériaux sur la couverture du CSM.

Cette étape du projet a consisté à prélever des matériaux sur la couverture du CSM et à les remplacer par des matériaux d'apport de mêmes caractéristiques afin de constituer des échantillons représentatifs de la couverture actuelle.

Le prélèvement des matériaux a été fait en deux zones distinctes dont les matériaux extraits correspondant aux deux matériaux types, le matériau type T12 et le matériau type T3 (voir chapitre 4).

- Réalisation des quatre planches d'essai avec les matériaux prélevés

Cette étape a consisté à réaliser les quatre planches d'essai avec les matériaux prélevés (deux planches d'essais par zone de prélèvement) sur la couverture. Les planches d'essais

ont été réalisées au niveau de la zone d'essai à l'extérieur du CSM (voir Figure 8-8). Pour chaque zone de prélèvement une planche est réalisée avec les matériaux qui n'ont subi qu'un tri et un criblage. Les matériaux de la seconde planche d'essai ont en plus été traités par ajout de bentonite. L'objectif est de comparer le comportement hydraulique des couches de ces matériaux avec ou sans apport de bentonite. Le taux de bentonite correspondant à celui optimisé au laboratoire est un taux de 8% afin d'être certain que le traitement soit au minimum de 7% (l'erreur de mise en œuvre est estimé à +/- 1%).

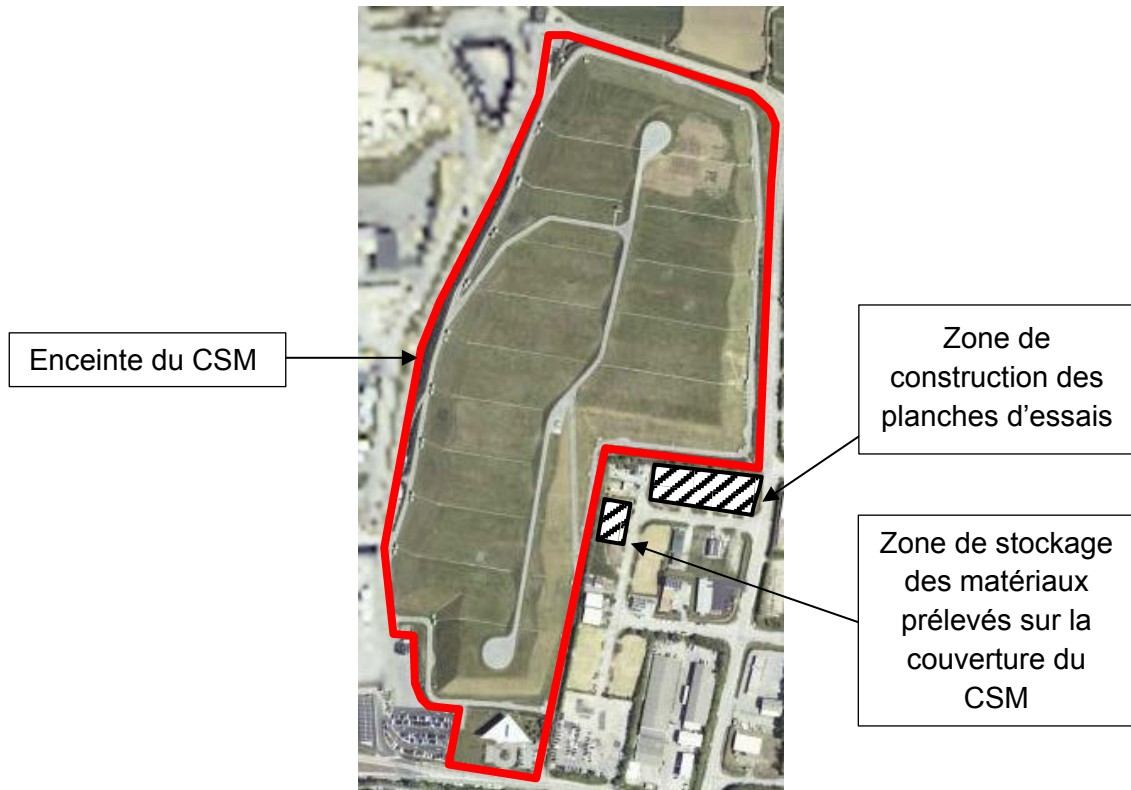


Figure 8-8 : Plan de situation de la zone de construction des planches d'essai

8.3.1.1. Prélèvement et substitution des matériaux sur la couverture du CSM

L'opération de prélèvement et de substitution des limons sableux sur la couverture du CSM a été réalisée en juillet 2014. Cette phase a consisté à prélever sur deux zones distinctes (une pour le matériau T12 et une pour le matériau T3, voir Figure 8-9), le volume de matériau nécessaire pour réaliser les planches d'essais. Ce volume est d'environ 400 m³ de matériau pour les quatre planches d'essais soit environ 100 m³ par planche.

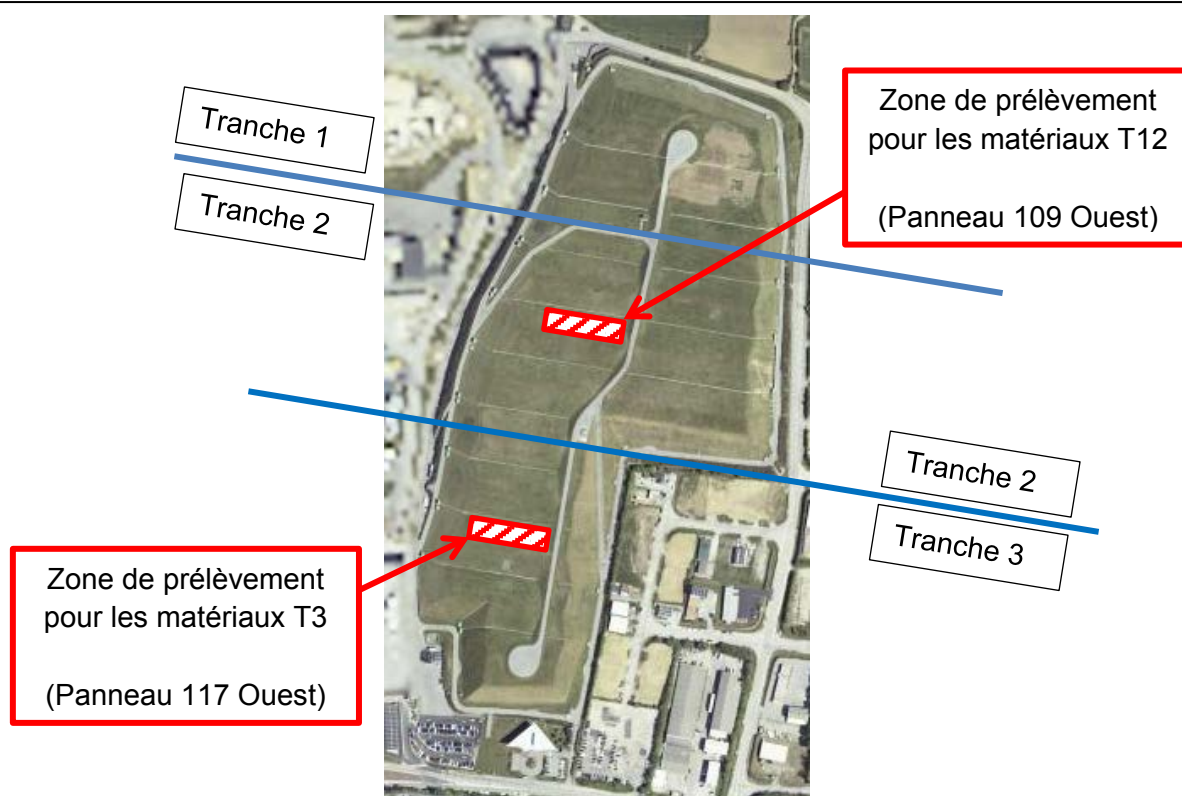


Figure 8-9 : Plan d'implantation des zones de prélèvement des matériaux sur la couverture

Pour prélever ces matériaux sur la couverture il a fallu tout d'abord décaper le gazon et la terre végétale de la zone de prélèvement (voir Figure 8-10) ainsi que la couche de 5 cm d'épaisseur de limon sableux traitée au sable (voir Figure 4-1), afin de pouvoir accéder à la couche de matériaux étudiée.



Figure 8-10 : Photographie du décapage de la terre végétale de la zone de prélèvement du panneau 109-Ouest

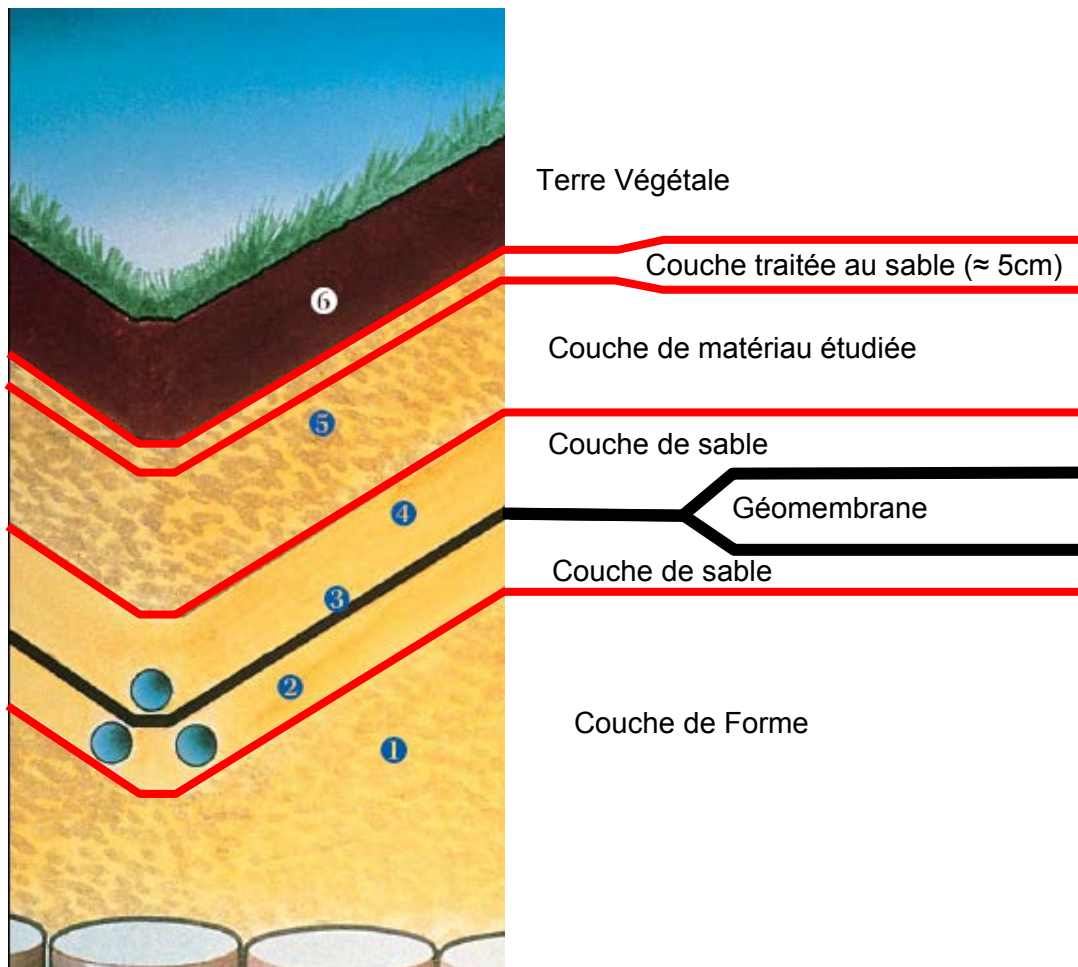


Figure 8-11 : Rappel de la coupe type de la couverture du CSM

Un fois les deux premières couches de matériaux décapées et mises en stock à proximité des zones de prélèvement, les matériaux étudiés sont prélevés sur une épaisseur de 30 cm. Cette épaisseur de prélèvement a été choisie afin de n'avoir qu'une seule couche à remettre en œuvre en remplacement des matériaux prélevés.

Les matériaux prélevés sont amenés sur la zone de stockage à proximité de la zone des planches d'essais (voir Figure 8-8) par tracto benne. Les matériaux prélevés sur chaque zone ne sont pas mélangés et sont stockés séparément puisque l'on souhaite vérifier la performance du traitement sur les deux matériaux types T12 et T3.

Les matériaux prélevés sur la couverture du CSM au niveau des deux zones de prélèvement pour la réalisation des planches d'essais ont été remplacés par un matériau d'apport provenant d'une carrière à proximité. Ce matériau a été choisi pour sa granulométrie proche de celle du matériau type T12 en place, déterminée lors de la campagne de caractérisation des matériaux de la couverture (cf. chapitre 4). Cette courbe granulométrique est donnée et comparée avec celles des matériaux types T12 et T3 à la Figure 8-12. Il a été décidé d'utiliser le même matériau de substitution pour les deux zones de prélèvement bien que les matériaux en place aient des caractéristiques granulométriques différentes, pour trois raisons principales. La première est que le matériau choisi a une granulométrie proche du matériau T12 qui représente la plus grande partie de la couverture du CSM. De plus, le matériau de substitution doit avoir une conductivité hydraulique, une fois mis en œuvre inférieure ou égale à la conductivité hydraulique estimée, lors de campagnes antérieures, à

10^{-7} m/s. Lors de la mesure de la conductivité hydraulique initiale (mesurée à l'oedoperméamètre) des matériaux types T12 et T3 présentée au chapitre 5, il a été montré que la conductivité hydraulique du matériau T3 était supérieure à celle du matériau type T12. L'utilisation d'un matériau proche du matériau type T12, qui a les meilleures caractéristiques hydrauliques a été choisi pour la substitution.

Enfin l'utilisation d'un seul matériau limite l'hétérogénéité possible des lots et le risque d'erreur lors de la substitution.

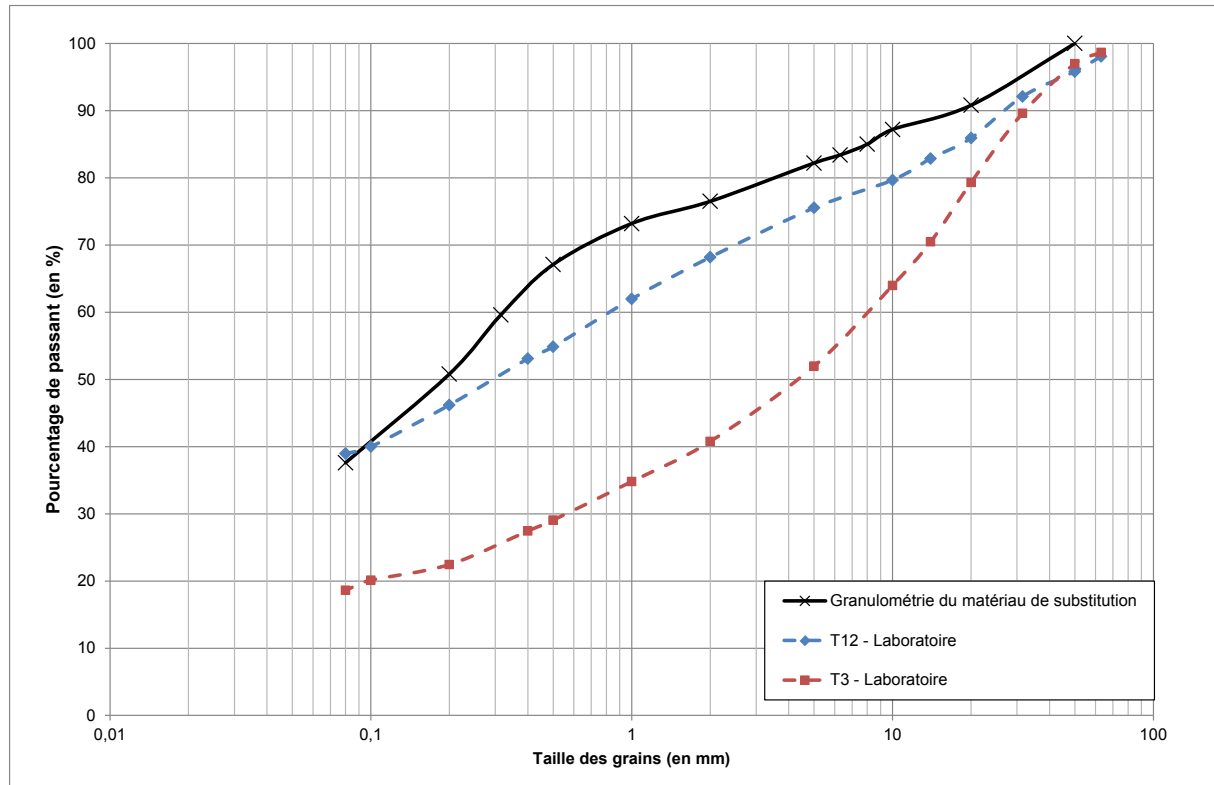


Figure 8-12 : Comparaison des courbes granulométriques du matériau de substitution choisi et des matériaux types en place sur la couverture du CSM

La Figure 8-12 montre que la part de la fraction 0,200/50 mm du matériau de substitution est inférieure à celle des matériaux types en place sur la couverture du CSM. Le passant à 80 μ m du matériau de substitution (passant à 80 μ m = 37,6%) étant voisin de celui du matériau type T12 (passant à 80 μ m = 39,0%) tout en restant nettement plus important que celui du matériau type T3 (passant à 80 μ m = 18,6%).

Les matériaux de substitution ont été mis en œuvre sur chaque zone de prélèvement en une couche de 30 cm d'épaisseur. Les caractéristiques de mise en œuvre sont les suivantes :

- poids volumique sec $\gamma_d \geq 0.95 \gamma_{d\text{ OPN}}$,
- teneur en eau sur la fraction 0/20mm $w_{0/20}$ compris entre w_{OPN} et $w_{\text{OPN}}+2\%$.

Pour atteindre ces objectifs les contraintes de compactage liées au site ont été respectées (cf. chapitre 2), à savoir, le compactage a été réalisé sans vibration au moyen d'un compacteur à pieds dameurs (voir Figure 8-13).



Figure 8-13 : Photographie de la mise en œuvre des matériaux de substitution sur la zone de prélèvement du panneau 117-Ouest

Une fois la couche de substitution compactée, au moyen d'un compacteur à pieds dameurs, et réglée, des essais de conductivité hydraulique au simple anneau à charge constante (3 par zone de prélèvement) ont été réalisés conformément à la norme NF X 30-420, afin de vérifier que le matériau de substitution mis en œuvre répondait bien à la spécification minimale de conductivité hydraulique (inférieure à 10^{-7} m/s).

Les résultats de ces mesures sont donnés dans le Tableau 8-2 pour la zone de prélèvement du panneau 109 Ouest et dans le Tableau 8-3 pour la zone de prélèvement du panneau 117 Ouest.

Tableau 8-2 : Résultats des mesures de conductivité hydraulique réalisées au simple anneau à charge constante sur les matériaux de substitution après mise en œuvre de la zone de prélèvement du matériau type T12 du panneau 109-Ouest

Identification de l'essai	Conductivité hydraulique k
k-109O-1	2×10^{-8} m/s
k-109O-2	4×10^{-8} m/s
k-109O-3	6×10^{-8} m/s

Tableau 8-3 : Résultats des mesures de conductivité hydraulique réalisées au simple anneau à charge constante sur les matériaux de substitution après mise en œuvre de la zone de prélèvement du matériau type T3 du panneau 117-Ouest

Identification de l'essai	Conductivité hydraulique k
k-117O-1	5×10^{-8} m/s
k-117O-2	9×10^{-8} m/s
k-117O-3	5×10^{-8} m/s

Ces résultats montrent que toutes les conductivités hydrauliques mesurées pour les deux zones de prélèvement sont inférieures à la valeur seuil de 1×10^{-7} m/s.

Une fois les couches de matériaux substitués validées, la couche de matériau traitée au sable a été remise en œuvre ainsi que la terre végétale. Les deux zones ont pu finalement être engazonnées (voir Figure 8-14).



Figure 8-14 : Photographie de la zone de prélèvement du panneau 117-Ouest après remise en œuvre de la terre végétale et avant repousse du gazon

8.3.1.1. Construction des quatre planches d'essais

Les planches d'essais ont été réalisées sur une parcelle attenante mais extérieure au site (voir Figure 8-8). Avant la mise en place du remblai de base de chaque planche d'essai, des essais à la plaque ont été réalisés selon la norme NF P 94-117-1 (voir Figure 8-15). Le but de ces essais était de vérifier la portance du sol afin de s'assurer qu'après construction des planches d'essais, aucun tassement de la plateforme ne viendrait influencer sur les planches d'essais.



Figure 8-15 : Photographie d'un essai à la plaque réalisé sur la zone des planches d'essais

Une fois la portance de la plateforme contrôlée et validée, le remblai de base a été mis en œuvre avec un matériau de type grave 0/80 mm (voir Figure 8-16).

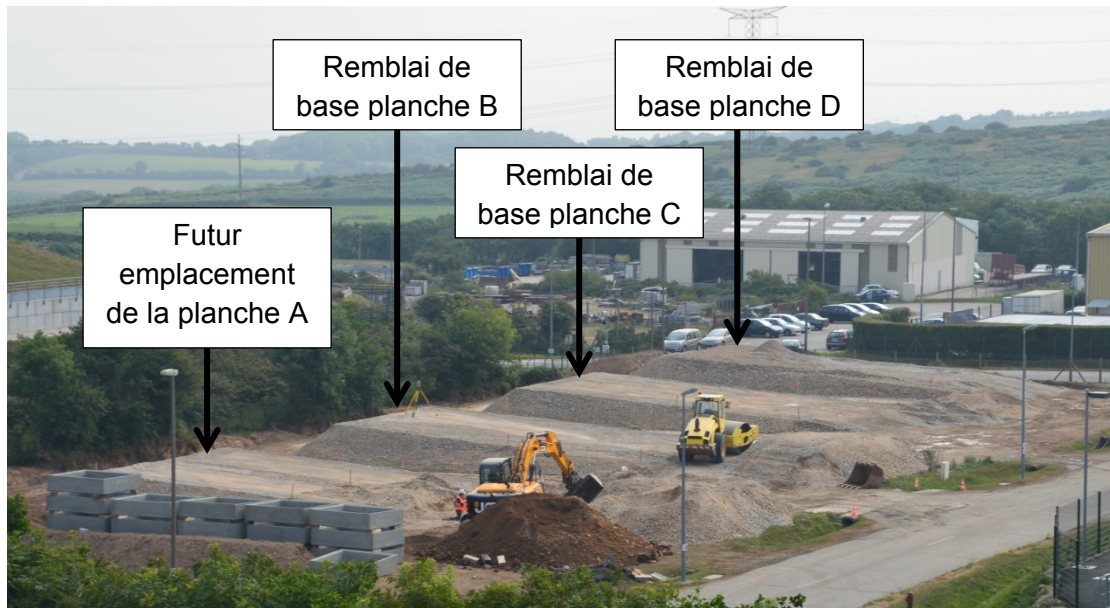


Figure 8-16 : Photographie de la mise en œuvre du remblai de base des planches d'essais en grave 0/80 mm

Une fois les remblais de base compactés, 3 essais à la plaque sur chaque planche ont été réalisés afin de vérifier qu'aucun tassement n'interviendrait par la suite.

Une fois les remblais de base validés, un Dispositif d'Etanchéité par Géosynthétique (DEG) a été mis en œuvre, composé d'un géotextile anti-poinçonnant inférieur, d'une géomembrane Polyéthylène Haute Densité (PeHD) de 1,5 mm d'épaisseur et d'un géotextile anti-poinçonnant supérieur (voir Figure 8-17). Ce DEG et principalement la géomembrane ont pour but de collecter les eaux qui traverseront la couche de matériau étudié et de les amener au point bas de la planche d'essai, où elles seront mesurées en débit et volume.



Figure 8-17 : Photographie de la mise en place du DEG sur la planche d'essai D

Durant cette phase, les regards bétons semi-enterrés ont été mis en place (voir Figure 8-18). C'est dans ces regards que sont installées les cuves de récupération des eaux d'infiltration et de ruissellement de chaque planche d'essai.

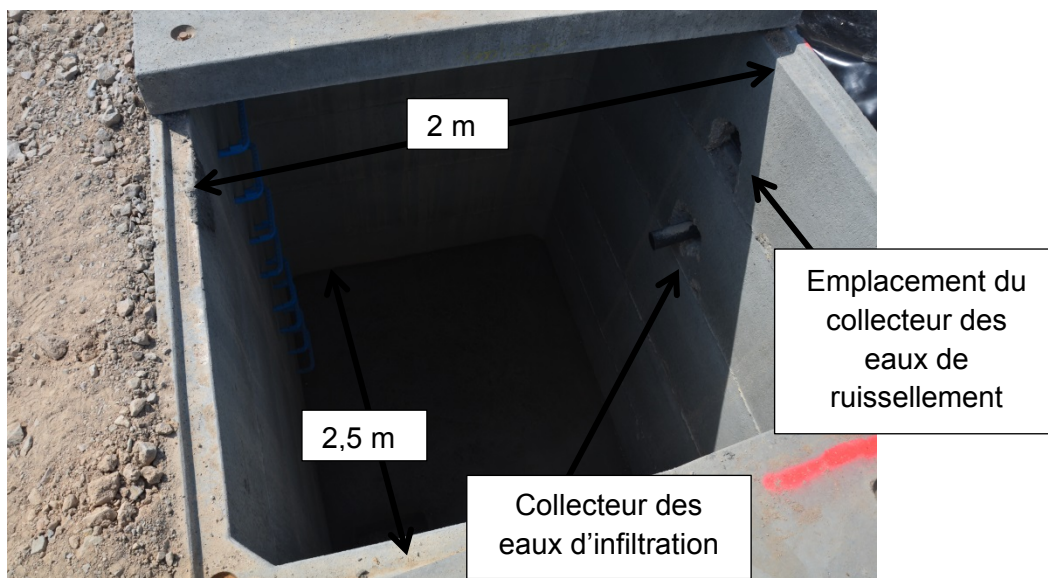


Figure 8-18 : Photographie de la mise en place des regards béton de 2,0 m x 2,5 m

Au-dessus du DEG, une couche drainante de 20 cm réalisée en matériau de granulométrie 10/31,5 mm, a été mise en œuvre (voir Figure 8-19). Cette couche a pour but de collecter les eaux d'infiltration et de les drainer jusqu'au drain et collecteur situé dans cette couche au point bas (voir Figure 8-20).

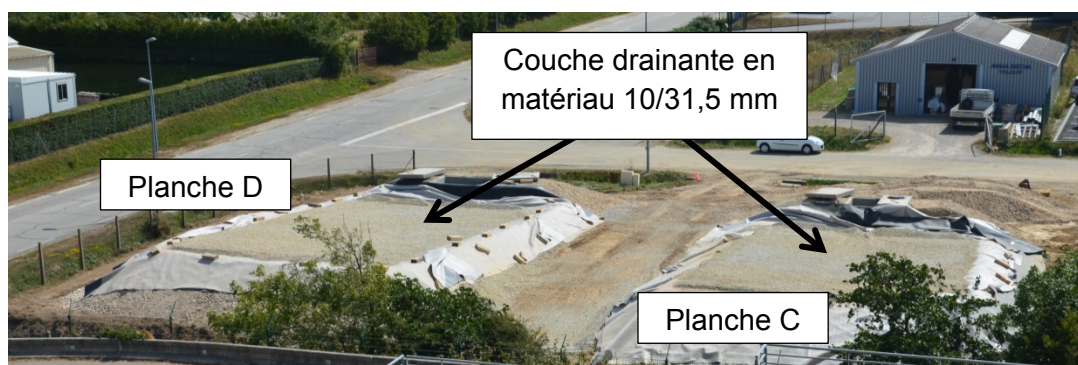


Figure 8-19 : Photographie de la couche drainante de 20 cm en matériau 10/31,5 mm des planches d'essais C et D



Figure 8-20 : Photographie du collecteur des eaux d'infiltration de la planche C, situé dans la couche drainante

Au-dessus de la couche drainante, la couche de limon sableux est mise en œuvre. Ce matériau provenant de la couverture du CSM a été préalablement criblé et légèrement concassé au moyen d'un godet cribleur (voir Figure 8-21), afin que la taille des grains des matériaux T12 et T3 n'excède pas 80 mm.



Figure 8-21 : Photographie d'un godet cribleur

Une fois ce premier criblage terminé, un pulvimixeur (voir Figure 8-22) a malaxé les matériaux des 4 planches d'essais, sans ajout de BCAS pour les planches C et D et pour les planches A et B avec ajout de BCAS à un taux de 8% de la masse sèche (voir Figure 8-23). Le malaxage des matériaux traités et non traités (réalisé sur une zone située à proximité des planches d'essais) permet d'homogénéiser les matériaux bruts (T12 et T3). Ainsi la seule différence entre une planche traitée et non traitée est l'ajout de la bentonite. Il sera alors possible de mesurer l'efficacité du traitement. Ce malaxage consiste à faire passer un pulvimixeur afin de casser les éventuelles mottes, et de mélanger l'adjuvant de traitement de manière homogène.



Figure 8-22 : Malaxage du matériau T12 au pulvimixeur



Figure 8-23 : Epannage de la bentonite sur le matériau T12 pour la planche A

Une fois que le matériau a été malaxé (et traité pour les planches A et B), il est amené à la teneur en eau de mise en œuvre souhaitée (voir Figure 8-24), à savoir à la teneur en eau de l'optimum Proctor normal +2% malaxé à nouveau et compacté sans vibration en deux couches de 20 cm, au moyen d'un compacteur à pieds dameurs.



Figure 8-24 : Humidification du matériau T3 au moyen d'une tonne à eau sur roues munie d'une vanne et d'un diffuseur

Le compactage des couches de matériau étudié a été vérifié au gammadensimètre en rétrodiffusion et la teneur en eau à la sonde à neutron. Les résultats de ces contrôles sont donnés au paragraphe 8.3.2.2

A ce stade de construction les trois sondes TDR (voir Figure 8-25) et les trois sondes de température (voir Figure 8-26) ont été mises en place à mi profondeur (20 cm) de la couche de matériau étudié (voir Figure 8-27) en trois points de chaque planche d'essais comme le montre la Figure 8-28.



Figure 8-25 : Photographie d'une sonde TDR (50 cm de long) mise en place sur les planches d'essais



Figure 8-26 : Photographie d'une sonde de température (type PT100) mise en place sur les planches d'essais



Figure 8-27 : Mise en place de la sonde TDR-A1

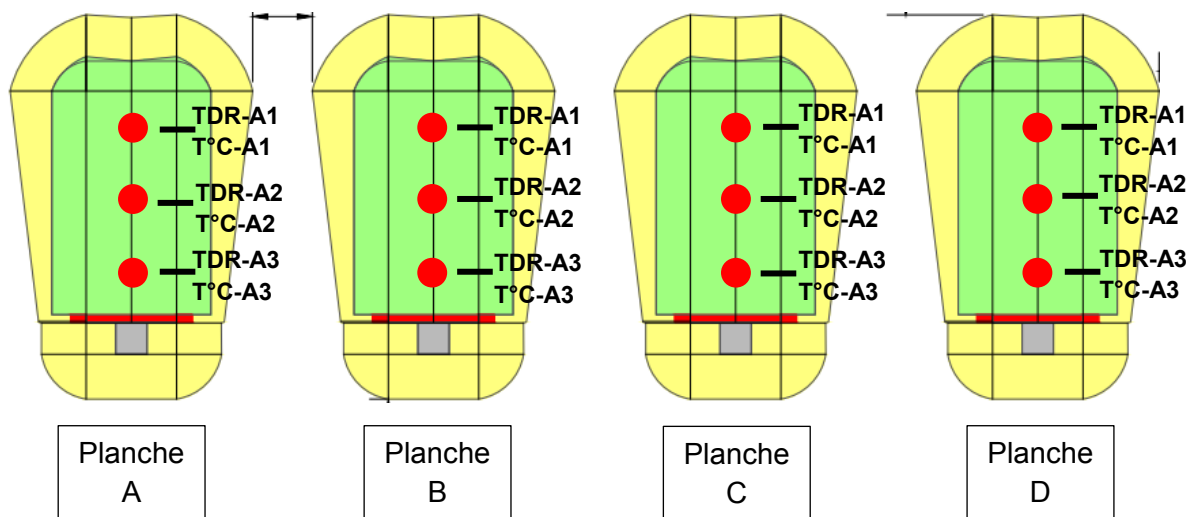


Figure 8-28 : Schéma d'implantation des sondes TDR et des sondes de température pour chaque planche d'essai

Les sondes TDR permettent de suivre l'évolution de la teneur en eau volumique θ au cours du temps et les sondes de températures permettent de corriger les valeurs données par les sondes TDR.

Une fois les capteurs mis en place, la terre végétale a été mise en œuvre sur une épaisseur de 40 cm. Cette couche sert de couche de protection et permet de mieux répartir l'eau météorique qui s'infiltre. A ce niveau les pans de géomembrane latéraux ont été relevés pour éviter que l'eau infiltrée ne puisse s'évacuer par les côtés des planches d'essais sans être comptabilisée.

Enfin du gazon en rouleau a été déroulé sur le dessus des quatre planches d'essais afin de limiter le développement d'autres espèces et d'avoir tout de suite une végétalisation identique sur les quatre planches d'essais.

Finalement le reste de l'instrumentation a été mis en place dans les regards, à commencer par les cuves de récupération des eaux infiltrées et ruisselées (voir Figure 8-29). Dans ces cuves des capteurs de pression type KELLER PR46X (voir Figure 8-30) permettent de suivre l'évolution du remplissage des cuves en fonction du temps et des événements pluvieux, par mesure de la pression exercée par l'eau au-dessus d'eux. Ainsi après étalonnage des cuves il sera possible de connaître l'évolution du volume d'eau collecté par les cuves de ruissellement et d'infiltration et ainsi de suivre l'efficacité des 40 cm de matériau étudié de chaque planche d'essais.



Figure 8-29 : Cuves de récupération des eaux d'infiltration (à gauche) et cuve de récupération des eaux de ruissellement (à droite) pour la planche d'essai C



Figure 8-30 : Capteur de pression installé dans les cuves de récupération des eaux infiltrées et ruisselées de chaque planche d'essais

Enfin des débitmètres à ultrason (voir Figure 8-31) mesurant le volume d'eau pompé lors des vidanges de chaque cuve permettent de vérifier le bon fonctionnement et la justesse des volumes mesurés par les capteurs de pressions.



Figure 8-31 : Débitmètres à ultrason installés dans le regard de la planche d'essais C

8.3.2. Essais réalisés en phase travaux

Comme il a été montré dans le paragraphe précédent, une instrumentation a été mise en place pour suivre l'évolution dans le temps des planches d'essais afin de pouvoir évaluer l'efficacité du traitement. Cette instrumentation n'est pas encore opérationnelle pour l'ensemble des planches d'essais, c'est pourquoi à la date de rédaction de ce manuscrit nous ne sommes pas en mesure de présenter de résultats pour les mesures de teneur en eau volumique ou de température dans les planches d'essais, ni de hauteur d'eau dans les cuves ou volume pompé.

Cependant lors de la construction même des planches d'essais, un certain nombre de mesures ont été réalisées par l'entreprise en charge des travaux, sur les matériaux faisant l'objet de l'étude.

En effet les matériaux T12 et T3 prélevés sur la couverture ont été caractérisés en laboratoire notamment par mesure de leur granulométrie et de leur valeur au bleu. Une courbe Proctor normal a également été réalisée pour les matériaux T12 et T3 non traités et traités à 8% de BCAS.

Enfin sur les planches d'essais elles-mêmes et plus particulièrement sur la couche compactée de matériau étudié, des mesures de teneur en eau et densité ont été réalisées ainsi que des mesures de conductivité hydraulique au simple anneau.

Ces résultats obtenus par l'entreprise sont présentés dans les paragraphes suivants et comparés à ceux que nous avons obtenus dans la phase de détermination du traitement au laboratoire, eux-mêmes présentés aux chapitres 4, 5 et 6.

8.3.2.1. Caractérisation physique des matériaux

a. *Matériau T12 – Panneau 109-Ouest*

Lors de la phase de prélèvement des matériaux, 5 caractérisations granulométriques (selon la norme NF P 94-056) ont été réalisées sur chacune des deux zones de prélèvement. Ces caractérisations ont permis de vérifier si le matériau prélevé correspondait au matériau type déterminé lors de la campagne de caractérisation initiale menée au laboratoire et présentée au chapitre 4. En plus de la détermination de la courbe granulométrique, cinq valeurs au bleu

par zone de prélèvement ont été faites, ainsi qu'une détermination de la courbe Proctor normal pour les deux matériaux avant et après traitement.

Les cinq courbes granulométriques du matériau T12 prélevés au niveau du panneau 109-Ouest sont présentées à la Figure 8-32. Sur cette figure on peut remarquer que la courbe du matériau type T12 est située au-dessus des cinq courbes granulométriques des échantillons prélevés sur le panneau 109-Ouest au moment de la construction des planches d'essais. Cela signifie que la proportion de passant à un tamis donné est inférieure à celui du matériau type T12. Mais la part grossière dans le matériau prélevé (au-dessus de 80 mm) est plus importante que celle du matériau type T12 (pour lequel elle est nulle). Un écrêtage du matériau à 80 mm ramènerait pratiquement ces courbes sur la courbe du matériau type.

Cette différence peut s'expliquer par le fait que lors de la campagne de caractérisation du matériau en 2012 le tri sur site lors du prélèvement a écarté plus de blocs de gros diamètre, réduisant ainsi leur proportion lors de l'analyse au laboratoire. Cependant on peut remarquer que les courbes (les cinq des prélèvements et celle du matériau type T12) ont la même forme, le matériau est donc très similaire.

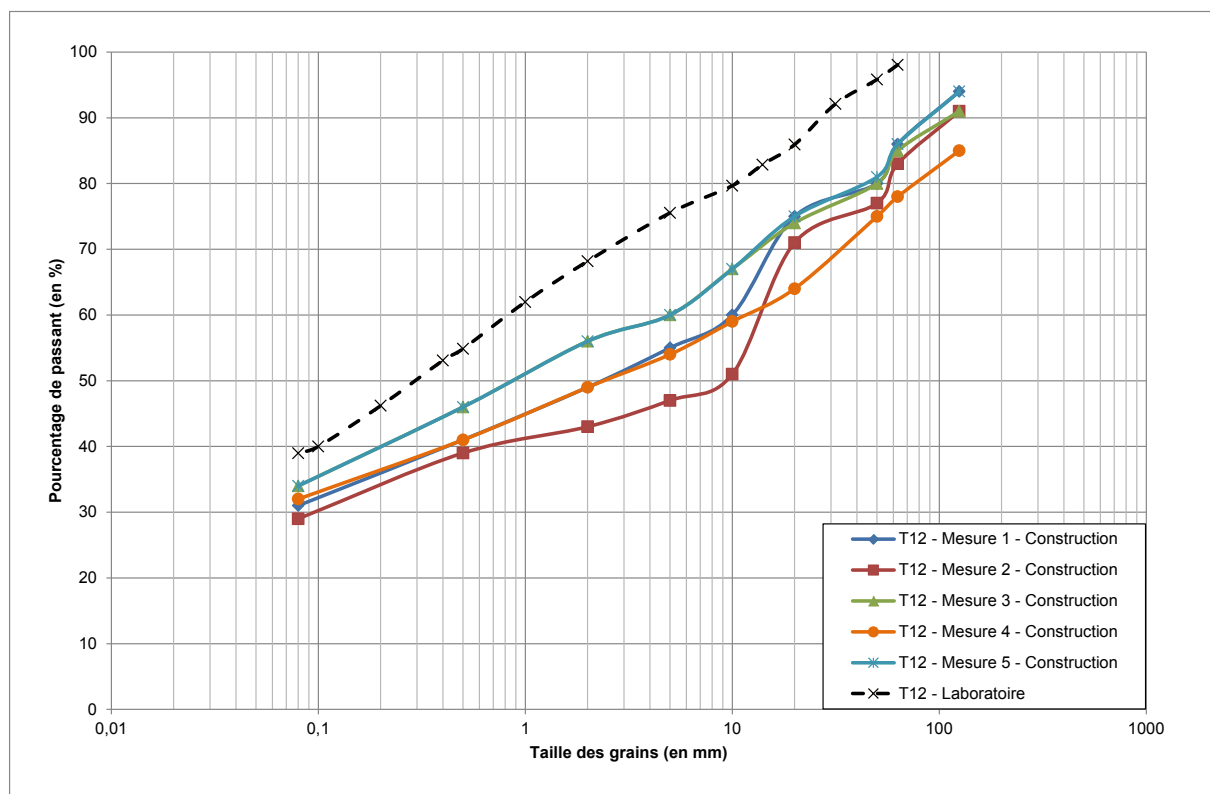


Figure 8-32 : Courbes granulométriques des échantillons du matériau T12 prélevés sur le panneau 109-Ouest pour la réalisation des planches d'essais A et C et comparaison avec la courbe granulométrique du matériau type T12

Nous avons aussi voulu comparer les courbes granulométriques de ces prélèvements à, non plus la courbe type T12, mais aux courbes granulométriques des prélèvements de 2012 (chapitre 4). La Figure 8-33 présente les quatre courbes granulométriques obtenues sur les échantillons prélevés en 2012 sur le panneau 109-Ouest puisque deux puits de reconnaissance à la pelle y avaient été effectués (PM13 et PM 48) et les cinq courbes des échantillons prélevés à la construction des planches sur ce même panneau. On peut remarquer que l'écart entre les courbes des échantillons de 2012 et de 2014 est plus faible que l'écart entre le matériau type de T12 et les échantillons prélevés en 2014. Cela montre

que le matériau est homogène sur le panneau 109-Ouest et qu’il n’a pas ou peu évolué entre les deux mesures. Cela montre également que ce matériau fait plutôt partie de la fraction un peu plus grossière du matériau type T12.

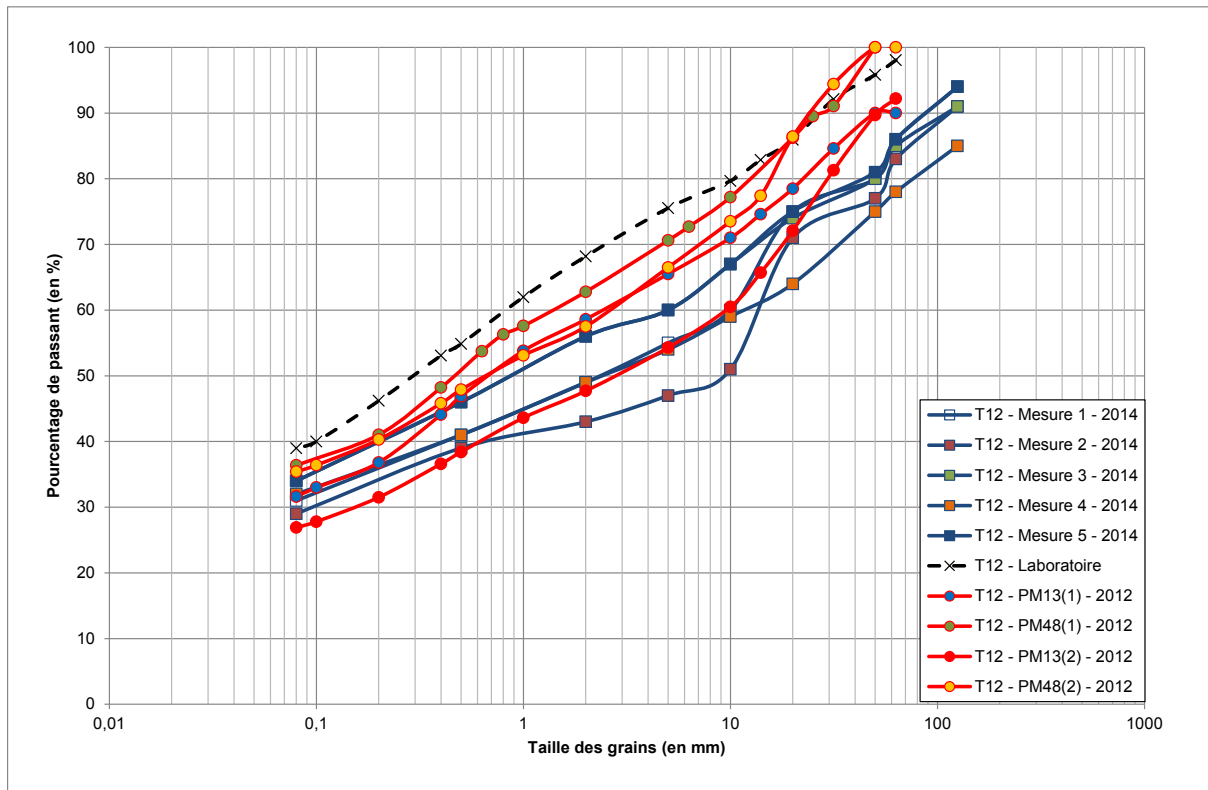


Figure 8-33 : Comparaison entre les courbes granulométriques obtenues lors de la campagne de caractérisation de 2012 et lors de la construction des planches d’essais en 2014 pour le matériau du panneau 109-Ouest

Pour ce qui est des valeurs au bleu de méthylène (réalisées selon la norme NF P 94-068 sur la fraction 0/5 mm) et des teneurs en eau, les résultats des mesures sur les cinq échantillons sont donnés dans le Tableau 8-4. Les valeurs au bleu (VBS) sont comprises entre 0,33 et 0,45 avec une moyenne à 0,41. Le matériau extrait du panneau 109-Ouest est donc très peu argileux. En comparaison avec la campagne de 2012 et le matériau type T12, qui avait une VBS de 0,91. Ces deux valeurs sont proches et inférieures à 1, ce qui montre une très faible fraction argileuse dans les deux matériaux.

Pour ce qui est des teneurs en eau, les mesures effectuées sur le matériau prélevé lors de la construction des planches d’essais montrent que la teneur en eau est comprise entre 7,5% et 7,7%. Ces cinq valeurs sont très proches avec une moyenne à 7,6%. Lors de la campagne de caractérisation de 2012, la teneur en eau moyenne des échantillons prélevés sur les tranches 1 et 2 de la couverture du CSM correspondait à une moyenne de 13,5%. La différence entre les deux valeurs est importante et peut être en partie expliquée par la différence de la période de prélèvement (hiver pour la campagne de 2012 et été pour les planches d’essais en 2014).

Tableau 8-4 : Mesures des valeurs au bleu et des teneurs en eau du matériau T12 prélevé lors de la construction des planches d'essais

	T12 Mesure 1	T12 Mesure 2	T12 Mesure 3	T12 Mesure 4	T12 Mesure 5	Moyenne
VBS	0,45	0,33	0,41	0,39	0,45	0,41
Teneur en eau	7,5%	7,6%	7,5%	7,7%	7,7%	7,6%

Si l'on compare les valeurs moyennes des résultats des cinq échantillons prélevés lors de la construction des planches d'essais sur le panneau 109-Ouest avec les valeurs obtenues sur les quatre échantillons prélevés lors de la campagne de reconnaissance de 2012 (voir Tableau 8-5), les conclusions sont les mêmes, à savoir une VBS légèrement inférieure pour les échantillons prélevés lors de la construction des planches d'essais.

Tableau 8-5 : Comparaison des VBS et des teneurs en eau des échantillons du panneau 109-Ouest prélevés lors de la campagne de reconnaissance de 2012 et lors de la construction des planches d'essais en 2014

	T12 moyen 109-Ouest 2014	T12 PM13(1) 2012	T12 PM48(1) 2012	T12 PM13(2) 2012	T12 PM48(2) 2012
VBS	0,41	1,10	0,91	0,50	0,78
Teneur en eau	7,6%	13,4%	14,1%	14,2%	10,1%

b. Matériau T3 – Panneau 117-Ouest

Sur la seconde zone de prélèvement, celle du panneau 117-Ouest, dont les matériaux ont été utilisés pour réaliser les deux dernières planches d'essais, les planches B et D, cinq échantillons de sol ont également été prélevés. Leurs courbes granulométriques sont représentées à la Figure 8-34. On peut remarquer que pour ce matériau les courbes granulométriques des échantillons prélevés au moment de la construction des planches d'essais sont très proches de celle du matériau type T3 du laboratoire. D'un point de vue granulométrique on peut donc conclure que le matériau type T3 et le matériau prélevé sur le panneau 117-Ouest sont très voisins. Le faible écart semble ici corrélé à la faible proportion de la partie grossière (supérieure à 80 mm) du matériau prélevé en 2014.

On notera aussi la plus grande homogénéité du matériau, avec un faible écart des courbes granulométriques des sols prélevés, comparativement au cas du T12.

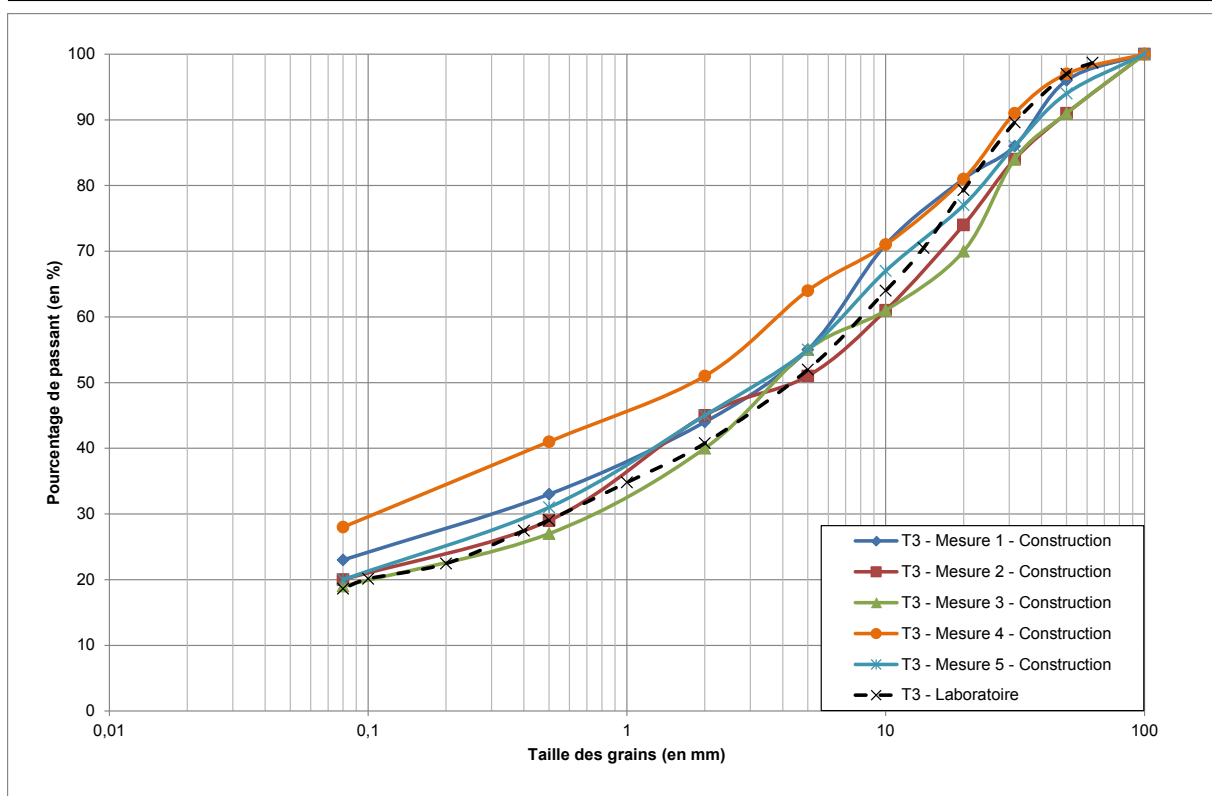


Figure 8-34 : Courbes granulométriques des échantillons du matériau T3 prélevés sur le panneau 109-Ouest pour la réalisation des planches d'essais B et D et comparaison avec la courbe granulométrique du matériau type T3

On peut également, comme pour le panneau 109-Ouest, comparer ces résultats avec ceux obtenus lors de la campagne de prélèvement de janvier 2012 présentée au chapitre 4. La Figure 8-35 présente les quatre courbes granulométriques obtenues sur les échantillons prélevés en 2012 sur le panneau 117-Ouest, puisque comme pour le panneau 109-Ouest deux puits de reconnaissance à la pelle avaient été effectués (PM41 et PM 46) et les cinq courbes des échantillons prélevés à la construction des planches sur ce même panneau.

Les VBS et les teneurs en eau des cinq échantillons prélevés sur le panneau 117-Ouest lors de la construction des planches d'essais sont données dans le Tableau 8-6.

Les VBS sont comprises entre 0,29 et 0,36 avec une moyenne à 0,33. Les VBS sont donc très faibles montrant un matériau pauvre en argile en comparaison la VBS du matériau type T3 est de 0,49. Cette valeur est légèrement supérieure mais n'indique cependant pas de différence majeure entre les deux matériaux.

Les teneurs en eau des cinq échantillons sont également assez basses, comprises entre 6,2% et 7,0% avec une moyenne à 6,6%. Lors de la campagne de reconnaissance de 2012 la teneur en eau moyenne des échantillons prélevés sur la tranche 3 de la couverture du CSM était de 10,9%. Les teneurs en eau mesurées au moment de la construction des planches d'essais sont comme pour le matériau T12, plus faibles que lors de la campagne de reconnaissance de 2012.

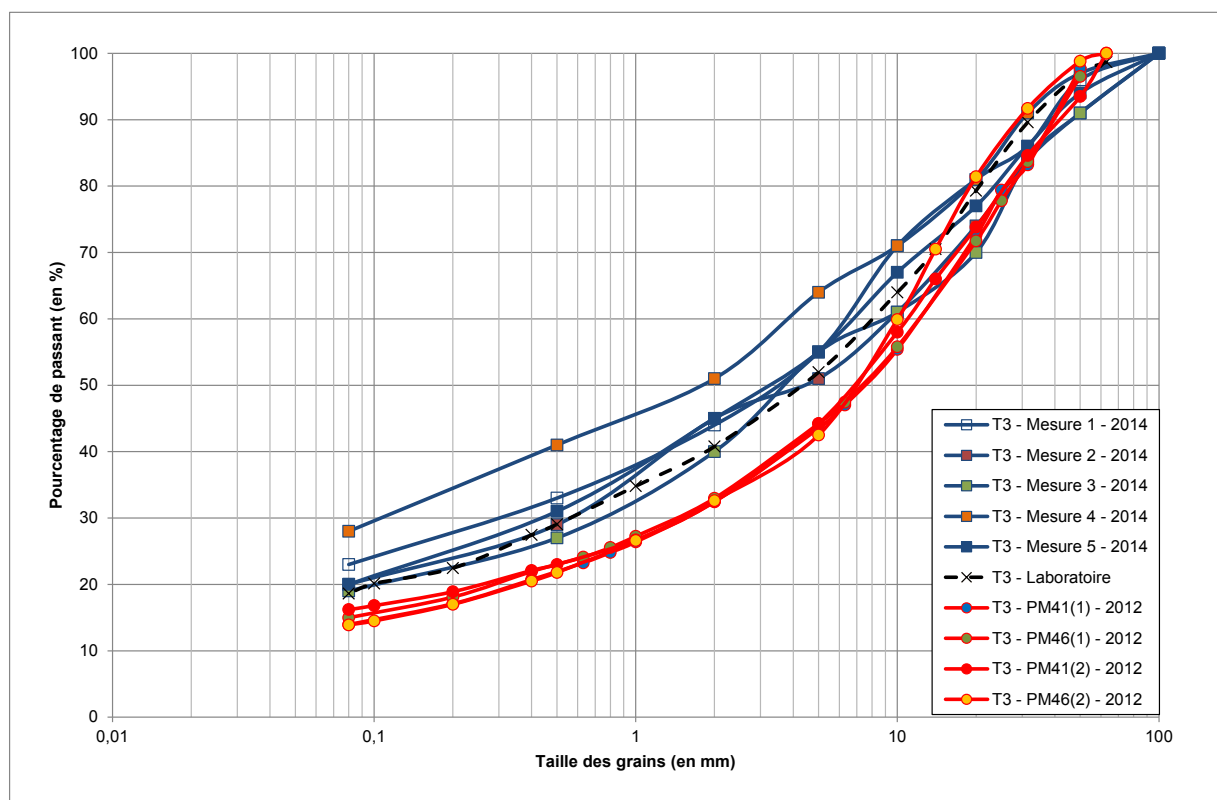


Figure 8-35 : Comparaison entre les courbes granulométriques obtenues lors de la campagne de caractérisation de 2012 et lors de la construction des planches d'essais en 2014 pour le matériau du panneau 117-Ouest

Tableau 8-6 : Mesures des valeurs au bleu et des teneurs en eau du matériau T3 lors de la construction des planches d'essais

	T3 Mesure 1	T3 Mesure 2	T3 Mesure 3	T3 Mesure 4	T3 Mesure 5	Moyenne
VBS	0,30	0,32	0,29	0,36	0,36	0,33
Teneur en eau	7,0%	6,3%	6,7%	6,8%	6,2%	6,6%

Enfin si l'on compare les valeurs moyennes des résultats des cinq échantillons prélevés lors de la construction des planches d'essais sur le panneau 117-Ouest avec les valeurs obtenues sur les quatre échantillons prélevés lors de la campagne de reconnaissance de 2012 (voir Tableau 8-7), on remarque que les VBS sont très voisines.

Tableau 8-7 : Comparaison des VBS et des teneurs en eau des échantillons du panneau 117-Ouest prélevés lors de la campagne de reconnaissance de 2012 et lors de la construction des planches d'essais en 2014

	T3 moyen 117-Ouest 2014	T3 PM41(1) 2012	T3 PM46(1) 2012	T3 PM41(2) 2012	T3 PM46(2) 2012
VBS	0,33	0,30	0,29	0,40	0,30
Teneur en eau	6,6%	13,3%	11,9%	10,1%	10,3%

c. Conclusion sur la caractérisation physique des matériaux

La caractérisation des matériaux des deux zones de prélèvement, pour la construction des planches d'essais et leur comparaison avec les valeurs obtenues, pour le matériau type de chaque zone, ainsi qu'avec les résultats obtenus sur ces mêmes zones, lors de la campagne de reconnaissance de 2012, montrent que les matériaux utilisés pour la réalisation des planches d'essais sont très proches de ceux ayant servi à la caractérisation du traitement au laboratoire.

Il peut toutefois être noté que l'écart entre les résultats des échantillons prélevés sur le panneau 109-Ouest et le matériau type T12 est légèrement supérieur à celui entre les résultats des échantillons prélevés sur le panneau 117-Ouest et le matériau type T3 notamment au niveau granulométrique (voir Figure 8-36), en raison essentiellement d'un pourcentage de particules grossières (>80 mm) inexistant pour les échantillons prélevés en 2012, mais aussi en raison d'une homogénéité plus faible que pour T3.

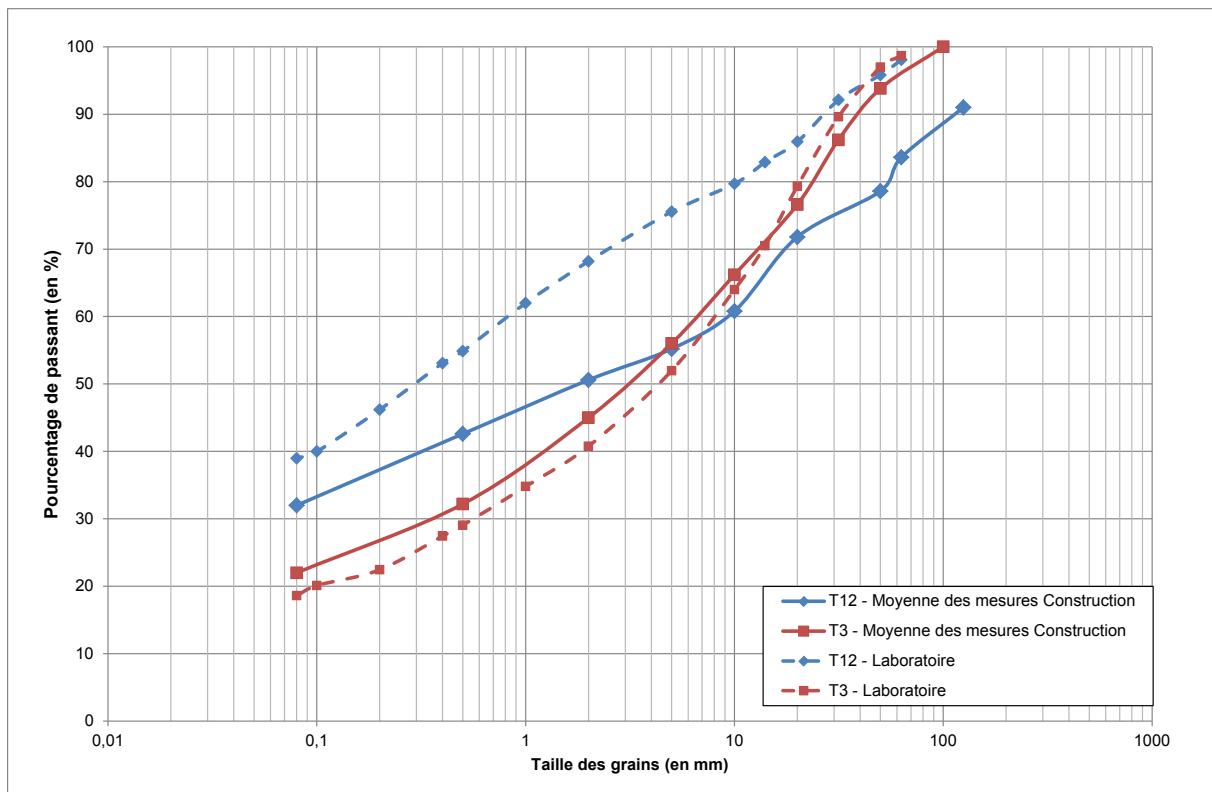


Figure 8-36 : Comparaison des courbes granulométriques moyennes des échantillons prélevés sur chaque zone de prélèvement pour la construction de planches d'essais avec les matériaux type T12 et T3 utilisés pour caractériser le traitement au laboratoire

Ces comparaisons montrent aussi l'avantage d'utiliser un matériau issu de carrière (tranche 3) qui est beaucoup plus calibré et homogène, comparé à un matériau d'excavation remis en place (tranches 1 et 2) qui est moins homogène.

8.3.2.2. Poids volumique sec et teneur en eau de mise en œuvre

Afin de vérifier les caractéristiques de compactage pour la mise en œuvre des matériaux sur les planches d'essais, les courbes Proctor normal des matériaux non traités et avec ajout de

8% de BCAS ont été déterminées pour les deux zones de prélèvements. Puis après compactage de ces matériaux sur les planches d'essais, leur poids volumique et leur teneur en eau ont été vérifiés au moyen du gammadensimètre et de la sonde à neutrons. Cela permet de s'assurer que les matériaux ont été mis en œuvre dans les conditions déterminées préalablement en laboratoire, à savoir :

- teneur en eau de mise en œuvre comprise entre la teneur en eau de l'optimum Proctor à l'énergie normale w_{OPN} et $w_{OPN}+2\%$,
- un poids volumique sec après compactage $\gamma_{d0/20} \geq 0,95 \gamma_{dOPN}$.

a. Matériau T12 – Panneau 109-Ouest

Les courbes Proctor pour le matériau T12 provenant du panneau 109-Ouest (T12-construction) sans traitement et avec ajout de 8% de BCAS sont données et comparées aux courbes Proctor du matériau type T12 (T12-laboratoire) à la Figure 8-37. On peut remarquer que les courbes Proctor obtenues sur les matériaux prélevés lors de la construction des planches d'essais montrent des poids volumiques secs supérieurs et des teneurs en eau inférieures à ceux obtenus lors de la définition du traitement au laboratoire. L'ajout de bentonite calcique activée en sodium implique dans les deux cas, T12-construction et T12-laboratoire, une diminution du poids volumique sec de l'optimum Proctor normal et une augmentation de sa teneur en eau optimum. Cependant la différence due au traitement est moins sensible pour T12 construction. Les valeurs pour les différentes courbes des optimums sont données au Tableau 8-8.

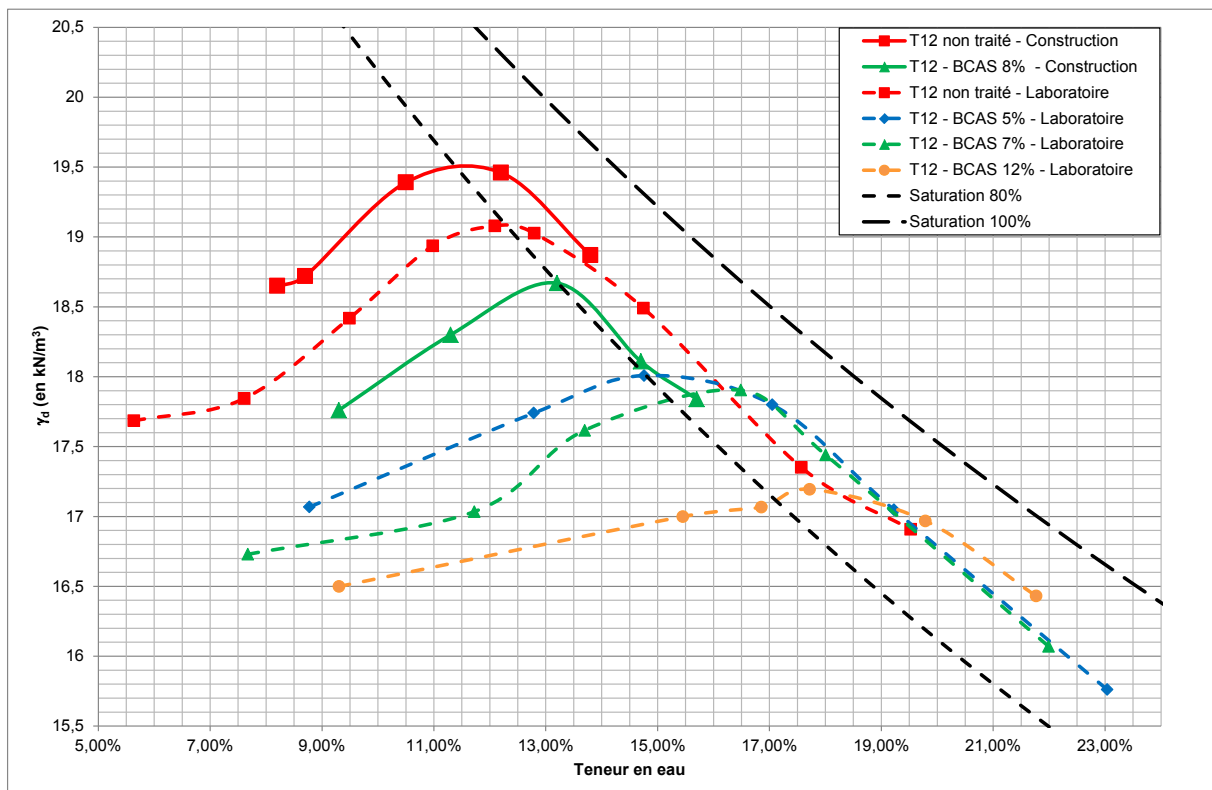


Figure 8-37 : Courbes Proctor normal du matériau T12 sans traitement et avec ajout de 8% de BCAS et comparaison avec les courbes Proctor obtenues lors de la caractérisation du traitement en laboratoire

Les courbes de saturation sont tracées en utilisant un poids volumique des grains γ_s de 27 kN/m³.

Tableau 8-8 : Poids volumique sec et teneur en eau de l'optimum Proctor normal pour le matériau T12 extrait du panneau 109-Ouest lors de la construction des planches d'essais et comparaison avec ceux déterminés sur le matériau type T12

	Matériau du panneau 109-Ouest à la construction des planches d'essais		Matériau type T12 lors de la caractérisation du traitement au laboratoire			
	T12	T12 BCAS 8%	T12	T12 BCAS 5%	T12 BCAS 7%	T12 BCAS 12%
W_{OPN}	11,8%	12,8%	12,3%	15,0%	16,4%	17,6%
γ_d OPN	19,52 kN/m ³	18,54 kN/m ³	19,10 kN/m ³	18,02 kN/m ³	17,92 kN/m ³	17,20 kN/m ³

On remarque cependant une différence assez sensible des courbes Proctor, difficile à justifier par la différence de courbes granulométriques. Le poids volumique sec du matériau T12 sans traitement, provenant du panneau 109-Ouest, est légèrement supérieur de 0,42 kN/m³ à celui du matériau T12 sans traitement pour une teneur en eau inférieure de 0,5%.

Les résultats de la courbe Proctor du matériau T12 traité à 8% de BCAS sont surprenants au vu des résultats qui avaient été obtenus lors de la détermination du traitement au laboratoire. En effet l'influence de l'ajout de la BCAS sur le matériau utilisé pour la réalisation des planches d'essais n'augmente que très légèrement (1%) la teneur en eau optimum (11,8% sans bentonite à 12,8% avec 8% de BCAS), bien que la bentonite ait un pouvoir absorbant très important. L'influence de l'ajout de bentonite était plus marquée lors de la détermination du traitement au laboratoire, puisque l'ajout de 7% de BCAS sur le matériau type T12 entraînait une augmentation de la teneur en eau optimale de plus de 4%.

La faible teneur en eau optimum du matériau traité à 8% peut expliquer la faible diminution du poids volumique sec de ce matériau en comparaison de la diminution observée lors de la détermination du traitement au laboratoire.

Il est également à noter que la saturation de ce matériau pour les teneurs en eau les plus fortes n'est que de l'ordre de 80% alors qu'on arrivait à plus de 90% de saturation lors de la phase de détermination du traitement en laboratoire et cela quel que soit le traitement.

Le matériau T12 sans traitement a été mis en œuvre sur la planche C et le matériau T12 avec 8% de BCAS sur la planche A. Le poids volumique après compactage a été contrôlé à 10 reprises pour chacune des couches sur les deux planches (soit 20 mesures par planche). Les résultats sont donnés dans le Tableau 8-9. Dans ce tableau le « taux de compactage » est le rapport entre le poids volumique sec mesuré et le poids volumique sec de l'optimum Proctor normal mesuré du matériau (donné dans le Tableau 8-8). La répartition des essais est donnée dans la Figure 8-38. Les essais numérotés de 1 à 10 concernent la première couche et de 11 à 20 la seconde couche.

Dans ce tableau on peut voir que la totalité des mesures de poids volumique sec a un taux de compactage supérieur à 95% ce qui signifie que l'objectif visé est atteint avec des valeurs qui sont même supérieures à 100%, ce qui pourrait signifier que le matériau a été compacté à une énergie supérieure à l'énergie Proctor normal.

En ce qui concerne les teneurs en eau de la planche A, on remarque que le matériau a été mis en œuvre à une teneur en eau au minimum de 13,0% (soit $w_{OPN} + 0,2\%$) et au maximum à 14,6% (soit $w_{OPN} + 1,8\%$).

On peut ainsi conclure que les matériaux T12 sans traitement de la planche C et le matériau T12 traité à 8% de BCAS de la planche A ont été mis en œuvre conformément aux objectifs de densité et de teneur en eau voulus.

Tableau 8-9 : Mesures de la densité et de la teneur en eau de la couche étudiée des planches A et C (respectivement matériau T12 traité à 8% de BCAS et matériau T12 sans traitement)

Planche A				Planche C			
N° d'essai	Teneur en eau	γ_d (kN/m ³)	Taux de compactage	N° d'essai	Teneur en eau	γ_d (kN/m ³)	Taux de compactage
A1	13,8%	18,30	98,7%	C1	11,0%	18,83	96,5%
A2	13,1%	17,84	96,2%	C2	11,8%	18,80	96,3%
A3	13,0%	19,27	103,9%	C3	12,1%	18,65	95,5%
A4	13,7%	18,34	98,9%	C4	11,5%	18,66	95,6%
A5	13,1%	17,90	96,5%	C5	11,0%	19,23	98,5%
A6	14,6%	17,90	96,5%	C6	11,2%	19,51	99,9%
A7	13,8%	17,73	95,6%	C7	12,0%	19,11	97,9%
A8	14,5%	18,46	99,6%	C8	12,1%	19,13	98,0%
A9	14,3%	18,38	99,1%	C9	12,0%	19,30	98,9%
A10	13,8%	18,63	100,5%	C10	11,8%	19,30	98,9%
A11	13,8%	18,98	102,4%	C11	13,1%	20,25	103,7%
A12	14,5%	18,95	102,2%	C12	13,4%	20,15	103,2%
A13	14,1%	18,80	101,4%	C13	12,8%	19,90	101,9%
A14	14,2%	18,96	102,3%	C14	12,9%	20,06	102,8%
A15	13,9%	19,13	103,2%	C15	13,1%	19,86	101,7%
A16	14,5%	18,68	100,8%	C16	12,8%	19,87	101,8%
A17	14,0%	18,99	102,4%	C17	13,1%	20,03	102,6%
A18	14,0%	18,81	101,5%	C18	12,9%	19,82	101,5%
A19	13,8%	18,84	101,6%	C19	12,9%	20,24	103,7%
A20	13,9%	18,87	101,8%	C20	13,1%	20,08	102,9%

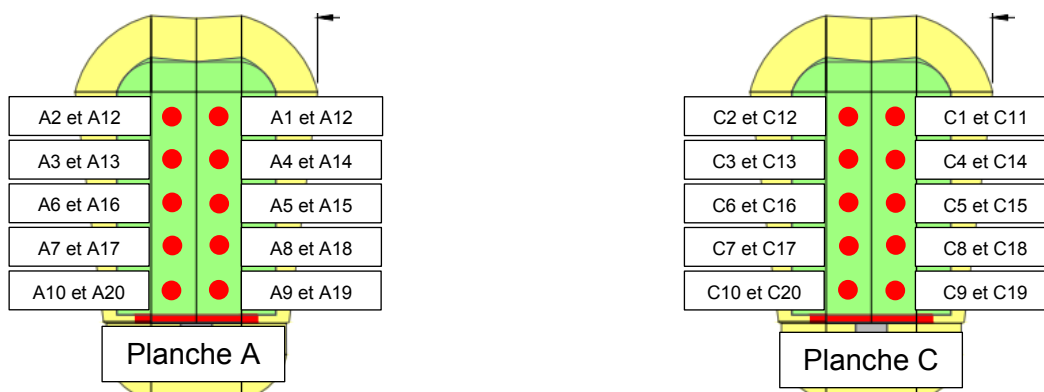


Figure 8-38 : Répartition des mesures de densité et de teneur en eau après compactage sur les planches d'essais A et C

b. Matériau T3 – Panneau 117-Ouest

Les courbes Proctor pour le matériau T3 provenant du panneau 117-Ouest sans traitement et avec ajout de 8% de BCAS sont données et comparées aux courbes Proctor du matériau type T3 à la Figure 8-39. On peut remarquer que les courbes Proctor obtenues sur les matériaux prélevés lors de la construction des planches d'essais montrent, comme pour T12, des poids volumiques secs supérieurs à ceux obtenus lors de la définition du traitement au laboratoire.

L'ajout de bentonite calcique activée en sodium implique dans les deux cas une diminution du poids volumique sec de l'optimum Proctor normal et une augmentation de sa teneur en eau optimum. Pour les différentes courbes les valeurs des optimums sont données au Tableau 8-10.

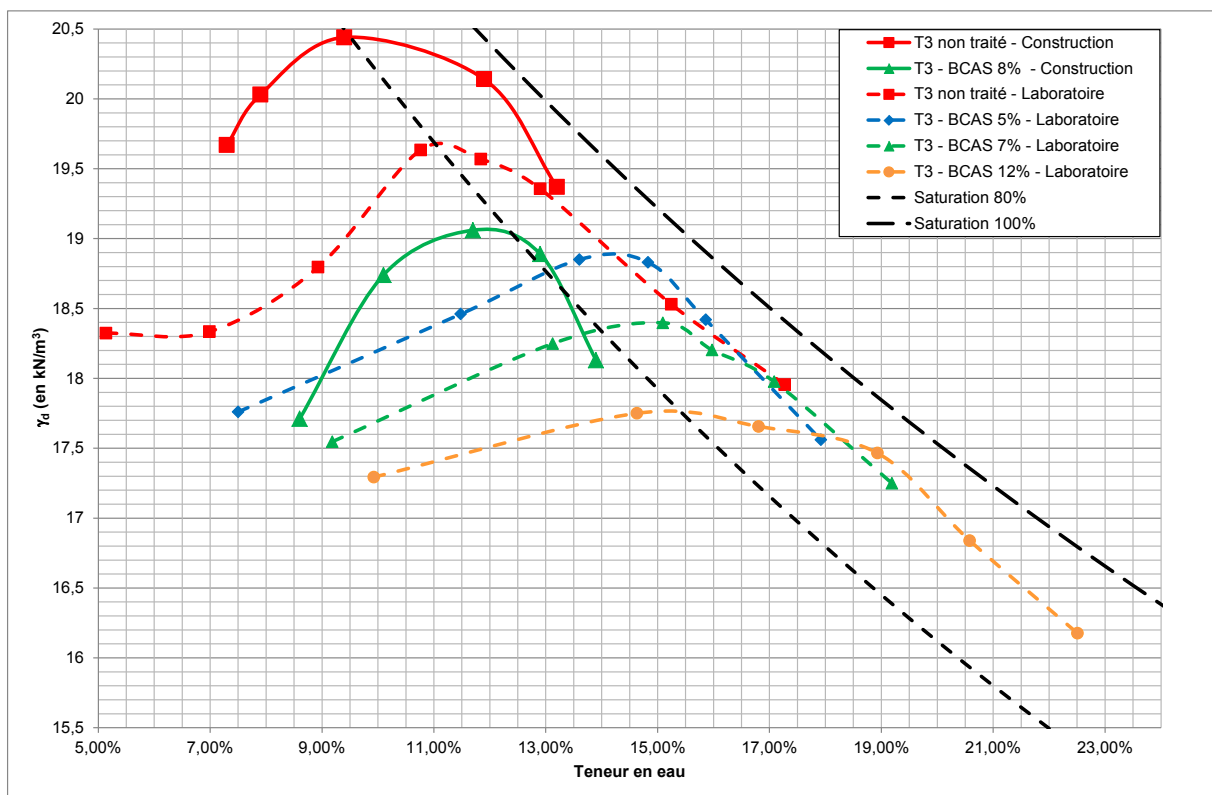


Figure 8-39 : Courbes Proctor normal du matériau T3 sans traitement et avec ajout de 8% de BCAS et comparaison avec les courbes Proctor obtenues lors de la caractérisation du traitement en laboratoire

Tableau 8-10 : Poids volumique sec et teneur en eau de l'optimum Proctor normal pour le matériau T3 extrait du panneau 117-Ouest lors de la construction des planches d'essais et comparaison avec ceux déterminés sur le matériau type T3

	Matériau du panneau 117-Ouest à la construction des planches d'essais		Matériau type T3 lors de la caractérisation du traitement au laboratoire			
	T3	T3 BCAS 8%	T3	T3 BCAS 5%	T3 BCAS 7%	T3 BCAS 12%
w_{OPN}	10,1%	11,7%	11,1%	14,2%	14,9%	15,2%
$\gamma_d OPN$	20,52 kN/m ³	19,12 kN/m ³	19,70 kN/m ³	18,89 kN/m ³	18,40 kN/m ³	17,80 kN/m ³

On remarque que le poids volumique sec du matériau T3 sans traitement, provenant du panneau 117-Ouest, est supérieur de $0,82 \text{ kN/m}^3$ à celui du matériau T3 sans traitement en laboratoire, pour une teneur en eau inférieure de 1%. Ces différences montrent que le matériau issu de la zone de prélèvement 117-Ouest a une plus forte densité lorsqu'il est compacté à l'énergie du Proctor normal que le matériau type T3. L'augmentation du poids volumique sec ne peut pas être expliquée par un changement de granulométrie puisque la Figure 8-35 et la Figure 8-36 montrent que les matériaux extraits pour la construction des planches d'essais ont une granulométrie identique à celle du matériau T3.

On s'est interrogé sur la différence dans la mise en œuvre des tests Proctor. Les tests pour la planche d'essai ont été faits avec un moule CBR et non un moule Proctor normal comme nos essais, y aurait-il une influence de la dimension du moule ?

Les résultats de la courbe Proctor du matériau T3 traité à 8% de BCAS sont également surprenants au vu des résultats qui avaient été obtenus lors de la détermination du traitement au laboratoire. En effet, l'influence de l'ajout de la BCAS sur le matériau utilisé pour la réalisation des planches d'essais n'augmente que très légèrement (1,6%) la teneur en eau optimum (10,1% sans bentonite à 11,7% avec 8% de BCAS), bien que la bentonite ait un pouvoir absorbant très important. L'influence de l'ajout de bentonite était plus marquée lors de la détermination du traitement au laboratoire puisque l'ajout de 7% de BCAS sur le matériau type T3 provoquait une augmentation de la teneur en eau de 3,8%.

La faible teneur en eau optimum du matériau traité à 8% peut expliquer la faible diminution du poids volumique sec de ce matériau en comparaison de la diminution observée lors de la détermination du traitement au laboratoire.

Il est également à noter que la saturation de ce matériau pour les teneurs en eau les plus fortes n'est que de l'ordre de 80% alors qu'on arrivait à plus de 90% de saturation lors de la phase de détermination du traitement en laboratoire et cela quel que soit le traitement. Ce résultat est aussi similaire à celui obtenu sur T12.

Le matériau T3 sans traitement a été mis en œuvre sur la planche D et le matériau T3 avec 8% de BCAS sur la planche B. Le poids volumique après compactage a été contrôlé à 10 reprises pour chacune des couches sur les deux planches (soit 20 mesures par planche). Les résultats sont donnés dans le Tableau 8-11. Le taux de compactage est le rapport entre le poids volumique sec mesuré et le poids volumique sec à l'optimum Proctor normal mesuré du matériau (donné dans le Tableau 8-10). La répartition des essais est donnée sur la Figure 8-39. Les essais numérotés de 1 à 10 concernent la première couche et de 11 à 20 la seconde.

Dans ce tableau on peut voir que la totalité des mesures de poids volumique sec à un taux de compactage supérieur à 95%, ce qui signifie que l'objectif visé est atteint avec des valeurs qui sont même supérieures à 100%. Ce qui pourrait signifier que le matériau a été compacté à une énergie supérieure à l'énergie Proctor normal.

En ce qui concerne les teneurs en eau de la planche B, on remarque que le matériau a été mis en œuvre à une teneur en eau au minimum de 11,7% (soit w_{OPN}) et au maximum à 13,5% (soit $w_{OPN} + 1,8\%$).

En ce qui concerne les teneurs en eau de la planche D, on remarque que le matériau a été mis en œuvre à une teneur en eau au minimum de 10,5% (soit $w_{OPN} + 0,4\%$) et au maximum à 11,5% (soit $w_{OPN} + 1,4\%$).

On peut ainsi conclure que les matériaux T3 sans traitement de la planche D, le matériau T3 traité à 8% de BCAS de la planche B ont été mis en œuvre conformément aux objectifs de densité et de teneur en eau voulus.

Tableau 8-11 : Mesures de la densité et de la teneur en eau de la couche étudiée des planches B et D (respectivement matériau T3 traité à 8% de BCAS et matériau T3 sans traitement)

Planche B				Planche D			
N° d'essai	Teneur en eau	γ_d (kN/m ³)	Taux de compactage	N° d'essai	Teneur en eau	γ_d (kN/m ³)	Taux de compactage
B1	12,2%	19,41	101,5%	D1	10,70%	19,69	96,0%
B2	11,7%	19,94	104,3%	D2	10,50%	19,81	96,5%
B3	12,4%	19,39	101,4%	D3	10,50%	19,92	97,1%
B4	13,4%	19,64	102,7%	D4	10,80%	19,76	96,3%
B5	13,1%	19,26	100,7%	D5	11,20%	19,77	96,3%
B6	12,1%	19,62	102,6%	D6	11,10%	19,84	96,7%
B7	13,5%	19,15	100,2%	D7	10,50%	20,01	97,5%
B8	12,8%	19,47	101,8%	D8	10,50%	20,10	98,0%
B9	12,9%	19,18	100,3%	D9	10,90%	20,11	98,0%
B10	12,8%	19,27	100,8%	D10	11,00%	20,28	98,8%
B11	13,1%	19,32	101,0%	D11	11,00%	20,79	101,3%
B12	13,4%	19,70	103,0%	D12	11,10%	20,89	101,8%
B13	13,5%	19,59	102,5%	D13	10,80%	20,92	101,9%
B14	12,9%	19,48	101,9%	D14	10,90%	20,96	102,1%
B15	13,4%	19,41	101,5%	D15	10,80%	20,62	100,5%
B16	13,4%	19,72	103,1%	D16	11,20%	20,63	100,5%
B17	13,5%	19,27	100,8%	D17	11,00%	20,50	99,9%
B18	13,5%	19,63	102,7%	D18	11,10%	20,78	101,3%
B19	13,1%	19,34	101,2%	D19	10,90%	20,93	102,0%
B20	12,9%	19,21	100,5%	D20	11,50%	21,01	102,4%

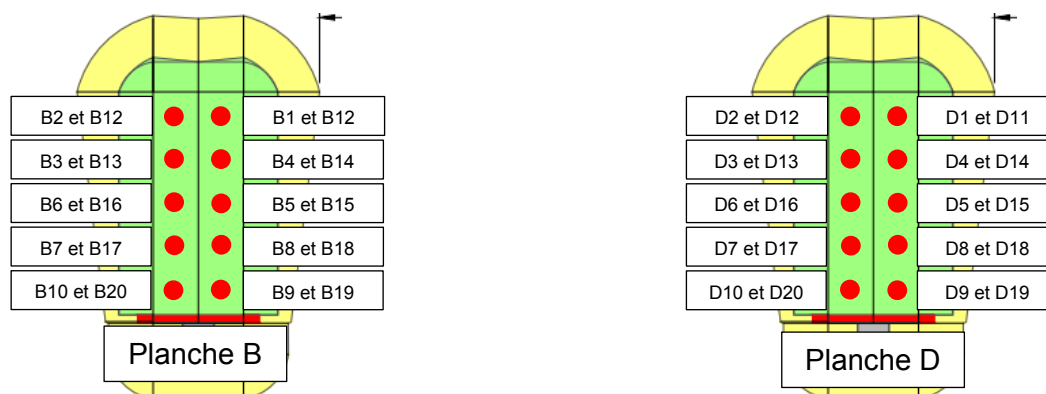


Figure 8-40 : Répartition des mesures de densité et de teneur en eau après compactage sur les planches d'essais B et D

8.3.2.3. Essais de conductivité hydraulique au simple anneau in situ

Après compactage et réglage sur les quatre planches d'essais de la couche de matériaux étudiés, trois mesures de la conductivité hydraulique ont été réalisées au simple anneau à charge constante suivant la norme NF X 30-420. Ces essais ont été répartis sur les planches suivant la Figure 8-41.

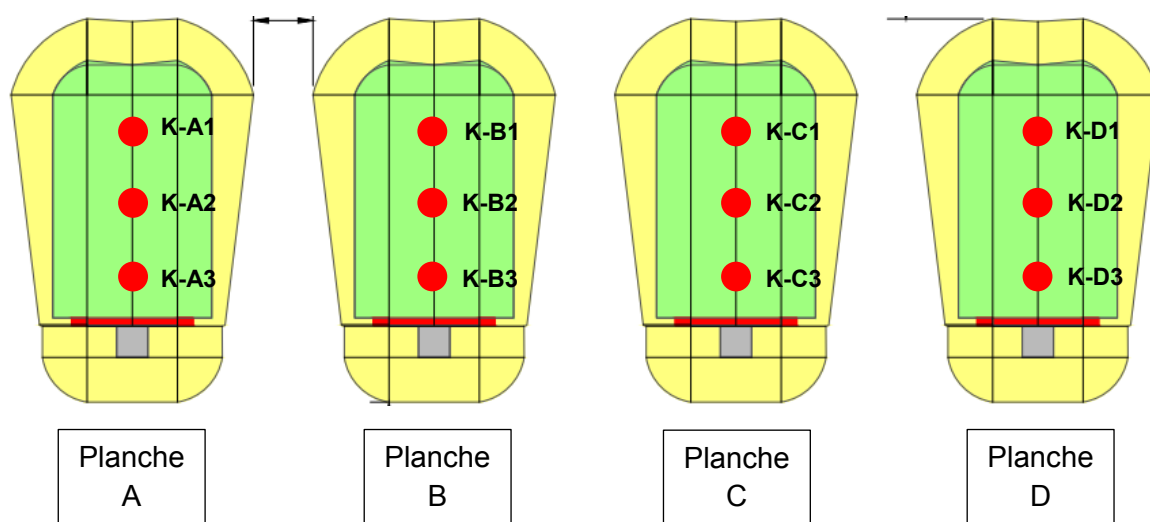


Figure 8-41 : Schéma d'implantation des essais de conductivité hydraulique au simple anneau sur les quatre planches d'essais

Le Tableau 8-12 donnent les résultats obtenus sur les couches de matériaux non traités (T12 pour la planche C et T3 pour la planche D).

Les résultats de mesure de la conductivité hydraulique de la planche C sont assez compatibles, compris entre 3×10^{-9} m/s et 6×10^{-9} m/s. Ces conductivités hydrauliques sont assez faibles et assez proches de la conductivité hydraulique de référence du matériau type T12 mesurée au laboratoire à l'oedoperméamètre qui était de $6,7 \times 10^{-10}$ m/s (voir chapitre 6).

En ce qui concerne les résultats de mesure de la conductivité hydraulique de la planche D, les mesures sont plutôt dispersées, comprises entre 7×10^{-10} m/s et 3×10^{-8} m/s. Ces différences peuvent être causées par une hétérogénéité du matériau ou plus vraisemblablement à un décompactage causé par le réglage final de la planche. La mesure de la conductivité hydraulique du matériau type T3 réalisée au laboratoire à l'oedoperméamètre (voir chapitre 6), donnait une valeur de $9,6 \times 10^{-10}$ m/s.

Il est assez surprenant qu'une valeur de la conductivité hydraulique du matériau T3 soit inférieure à celle du matériau T12, le matériau T3 ayant une granulométrie plus grossière que le matériau T12 (voir Figure 8-36).

Tableau 8-12 : Résultats des mesures de conductivité hydraulique au simple anneau à charge constante réalisées sur les planches d'essais des matériaux non traités, à la construction

T12 – Planche C		T3 – Planche D	
K-C1	3×10^{-9} m/s	K-D1	7×10^{-10} m/s
K-C2	6×10^{-9} m/s	K-D2	3×10^{-8} m/s
K-C3	6×10^{-9} m/s	K-D3	7×10^{-9} m/s

Le Tableau 8-13 donne les résultats obtenus sur les couches de matériaux traités à 8% de BCAS (T12 pour la planche A et T3 pour la planche B).

Les résultats de mesure de la conductivité hydraulique de la planche A sont très faibles, comprises entre 1×10^{-11} m/s et 2×10^{-10} m/s. Ces conductivités hydrauliques sont en accord avec la conductivité hydraulique de référence du matériau type T12 traité à 7% de BCAS mesurée au laboratoire à l'oedoperméamètre, qui était de $1,5 \times 10^{-10}$ m/s (voir chapitre 5). Le fait que les conductivités hydrauliques mesurées sur cette planche d'essais soient plus faibles que celles déterminées au laboratoire peut s'expliquer par le compactage plus fort du matériau et par l'ajout de 1% de BCAS supplémentaire.

Ces mesures permettent également de montrer l'efficacité du traitement puisque la conductivité hydraulique de la couche de la planche A (T12+8% de BCAS) est de 10 à 100 fois inférieure à celle de la couche de la planche C (T12).

En ce qui concerne les résultats de mesure de la conductivité hydraulique de la planche B, les mesures sont comprises entre 8×10^{-10} m/s et 1×10^{-11} m/s. La mesure de la conductivité hydraulique du matériau type T3 traité à 7% de BCAS réalisée au laboratoire à l'oedoperméamètre (voir chapitre 5), donnait une valeur de $2,6 \times 10^{-10}$ m/s. Les mesures de la planche d'essais B sont donc globalement inférieures à la valeur donnée au laboratoire, ce qui peut s'expliquer également par le compactage plus fort du matériau et par l'ajout de 1% de BCAS supplémentaire.

Ces mesures permettent également de montrer l'efficacité du traitement puisque la conductivité hydraulique de la couche de la planche B (T3+8% de BCAS) est globalement inférieure à celle de la couche de la planche D (T3), hormis une valeur K-D1. De ce fait cette valeur est d'autant plus surprenante car le matériau T3 a très peu de fines (moins de 25% de passant à 80 μ m, voir Figure 8-36). Il apparaît donc difficile de parvenir à une conductivité hydraulique aussi faible avec ce type de matériau.

Tableau 8-13 : Résultats des mesures de conductivité hydraulique au simple anneau à charge constante réalisées sur les planches d'essais des matériaux traités à 8% de BCAS, à la construction

T12 – Planche A		T3 – Planche B	
K-A1	2×10^{-11} m/s	K-B1	1×10^{-11} m/s
K-A2	2×10^{-10} m/s	K-B2	1×10^{-11} m/s
K-A3	1×10^{-11} m/s	K-B3	8×10^{-10} m/s

8.3.3. Conclusion

En conclusion, la réalisation des planches d'essais a permis de tester la solution de traitement envisagée au laboratoire en vraie grandeur permettant ainsi de vérifier que son application éventuelle à toute à la couverture du CSM est possible.

De plus les premiers résultats obtenus lors de la construction de ces planches ont permis de montrer que le traitement avait une efficacité au moins égale à celle obtenue au laboratoire en termes de réduction de la conductivité hydraulique.

Les moyens de compactage ont permis d'atteindre des poids volumiques secs plus élevés que ceux voulus sans pour autant utiliser un compactage avec vibrations, méthode proscrite sur la couverture du CSM.

Ces résultats ont également montré que le matériau type choisi pour toute l'étude en laboratoire était bien représentatif des matériaux de la couverture du CSM même si des écarts sont à noter notamment au niveau des références Proctor.

Au vu de ces résultats, la poursuite du suivi des planches d'essais pendant plusieurs années sera un atout dans la compréhension du fonctionnement d'une couverture et particulièrement lorsque le matériau est traité. De plus ce suivi permettra de voir l'évolution de ce traitement dans le temps et de l'évolution éventuelle de son efficacité.

Il paraît donc nécessaire lorsqu'une étude de traitement visant à diminuer la conductivité hydraulique d'un matériau est faite en laboratoire, de pouvoir la mettre en œuvre en vraie grandeur sur une planche d'essais et d'en tester son efficacité.

Il restera une question à débattre qui sera de déterminer la procédure de traitement en place de la couverture.

Une première possibilité serait de traiter la demi-couche supérieure (voir Figure 8-42, solution A), la seconde de traiter la demi-couche inférieure (voir Figure 8-43, solution B). Les avantages et les inconvénients des deux méthodes sont listés dans le Tableau 8-14.

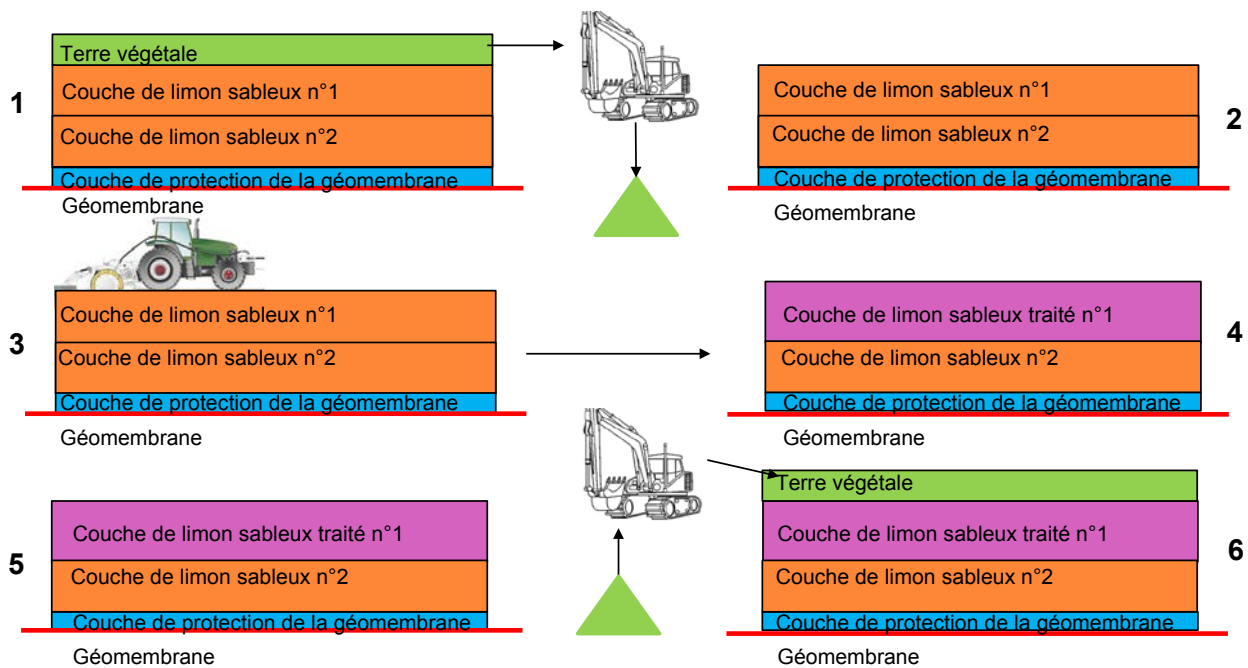


Figure 8-42 : Schéma de phasage de la solution A de traitement de la demi-couche supérieure

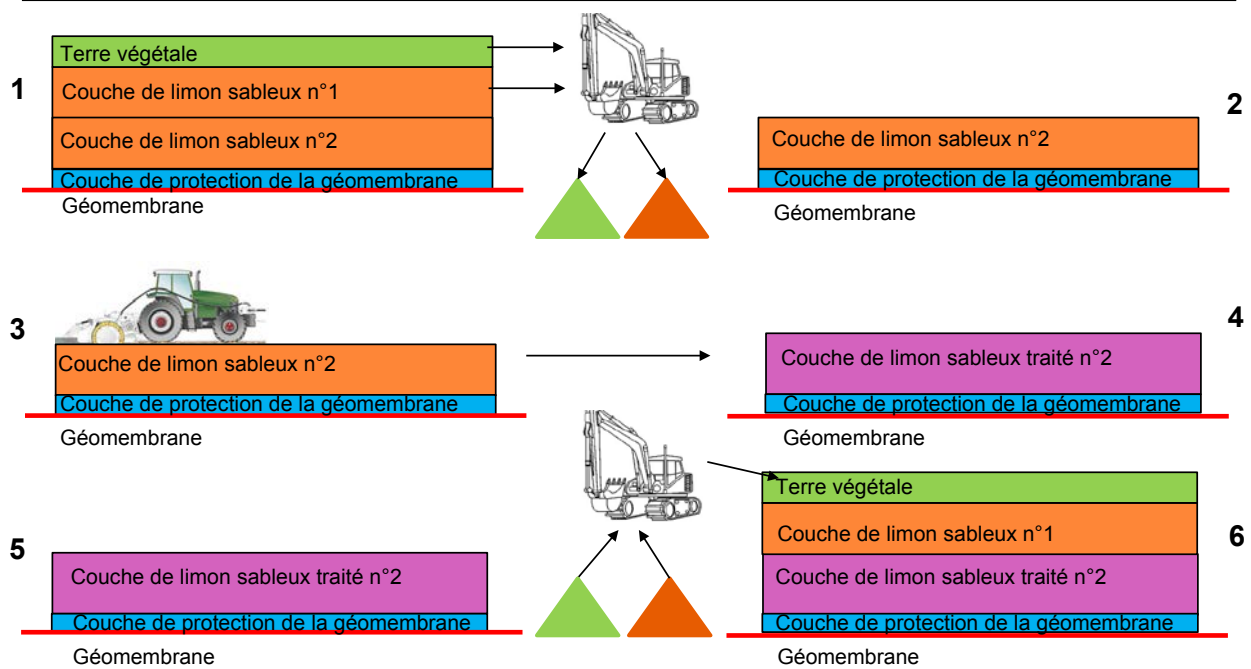


Figure 8-43 : Schéma de phasage de la solution B de traitement de la demi-couche inférieure

Tableau 8-14 : Comparaison des solutions A et B

	Solution A	Solution B
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> - Uniquement la terre végétale à décaper, - Conservation d'une épaisseur de matériaux conséquente pendant toute la phase travaux au-dessus de la géomembrane. 	<ul style="list-style-type: none"> - Au final protection de la couche traitée.
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> - Au final pas de protection de la couche traitée. 	<ul style="list-style-type: none"> - Volume de matériaux à déplacer important, - Faible épaisseur de protection sur la géomembrane en phase travaux.

CONCLUSION

L'objectif de la recherche était de définir une solution durable pour la couverture en toit à long terme, en cohérence avec la démarche proposée par l'Andra dans le rapport « couverture pérenne », démarche jugée satisfaisante par l'Autorité de Sûreté Nucléaire. Plus précisément, il s'agissait de proposer une solution sur la base du réemploi du limon sableux de couverture traité par un adjuvant.

Pour atteindre cet objectif plusieurs étapes ont été nécessaires dont les principales conclusions peuvent être résumées comme ci-dessous :

Le chapitre 1 relatif aux ouvrages de surface de déchets radioactifs dans le monde nous a permis de mettre en perspective le cas du CSM, le site d'étude.

Le chapitre 2 reprend l'historique de ce site et précise sa configuration. Son comportement hydro-mécanique (bilan hydraulique, tassements de surface) est détaillé et a permis de cadrer les sollicitations auxquelles est soumise la barrière de couverture.

Le chapitre 3 présente des résultats de la littérature sur l'influence d'un traitement par adjuvant.

Le chapitre 4 a permis dans un premier temps de caractériser à l'échelle du site la couche de matériaux fins constituant la barrière de la couverture du CSM. Pour lever la question de l'hétérogénéité de ce sol, 100 prélèvements répartis sur l'ensemble de la couverture du site ont été effectués et analysés au laboratoire. Pour les caractériser, chaque prélèvement a fait l'objet d'une analyse granulométrique, d'une valeur au bleu, de limites d'Atterberg et de teneur en eau.

Ceci a permis de confirmer la double provenance du limon sableux de couverture l'un correspondant aux tranches 1 et 2 et l'autre à la tranche 3.

L'ensemble des analyses effectuées a permis de valider la définition de deux matériaux types appelés T12 et T3 représentatifs de l'ensemble des matériaux du site. Ce sont ces deux matériaux types qui ont fait l'objet de l'étude de traitement.

Une campagne d'essais physiques sur les deux matériaux types traités à la bentonite calcique activée en sodium (BCAS) ou à la kaolinite a été réalisée à différents taux de traitement. Les résultats ont montré que l'ajout d'adjuvant aux deux matériaux types entraîne une diminution de leur poids volumique sec optimum pour une énergie de compactage Proctor normal et une augmentation de leur teneur en eau optimum. Ce type de résultats n'est pas systématiquement attendu d'après les résultats de la littérature.

De plus on montre que l'ajout de BCAS peut être étroitement corrélé à la mesure de VBS et aux limites d'Atterberg. Ceci permet d'envisager un contrôle de l'homogénéité de la teneur en adjuvant sur site à partir de ces mesures.

En complément, la sensibilité à l'érosion, interne ou externe, observée pendant les essais à l'oedoperméamètre et préférentiellement pour le matériau non traité, a été vérifiée à partir de différents critères de stabilité disponibles dans la littérature.

Le chapitre 5 est consacré à l'évolution du comportement mécanique du matériau en fonction de son traitement. A la différence du traitement d'un sol pour remblais routiers, on ne recherche pas une résistance mécanique accrue mais une flexibilité du matériau. On observe effectivement que le traitement n'augmente pas la rigidité du matériau.

Plus en détail, les résultats des essais triaxiaux montrent une diminution des caractéristiques mécaniques à la rupture après traitement, ainsi qu'une diminution du module de déformation avant rupture. Au niveau des résultats des compressions uniaxiales, la contrainte maximale augmente lorsque la teneur en eau augmente pour des teneurs en eau inférieures à w_{OPN} . Au-delà de cette limite, la contrainte maximale diminue et la déformation associée augmente fortement. Pour les compressions uniaxiales, la comparaison des efforts maximaux en fonction de la déformation associée ou de la teneur en eau de compactage montre que la différence entre les taux de traitement est faible, ce qui implique une relative faible influence du traitement sur les caractéristiques mécaniques du matériau.

Par contre les essais de flexion n'ont pas pu être menés à bien faute d'une tenue suffisante des poutres standard à une teneur en eau supérieure à w_{OPN} .

Le chapitre 6 est dédié aux essais de mesures de la conductivité hydraulique des matériaux non traités et traités. Cette étude a été menée à partir de plusieurs dispositifs (oedoperméamètre, perméamètres à parois rigides et à parois souples) et sur deux fractions du matériau brut 0/5 mm et 0/10 mm.

Les essais à l'oedoperméamètre, ont montré que l'augmentation de la teneur en eau de compactage des matériaux bruts permettait de diminuer leur conductivité hydraulique jusqu'à $w_{OPN}+3\%$. Une teneur en eau de préparation du matériau à $w_{OPN}+2\%$ apparaît comme un bon compromis entre faible conductivité hydraulique et mise en œuvre et compactage.

En ce qui concerne le traitement, l'ajout de kaolinite même pour un taux très élevé de 30% ne permet pas d'atteindre le seuil fixé par l'Andra de $3,3 \times 10^{-10}$ m/s.

Le traitement à la BCAS a été réalisé pour différents pourcentage, 5%, 7% et 12%. Les résultats ont montré que le taux de traitement de 5% ne permettait pas d'atteindre le seuil Andra. Le taux de traitement de 7% de BCAS permet quant à lui d'atteindre une conductivité hydraulique de l'ordre de 10^{-10} m/s (inférieure au seuil Andra). L'étude a également montré que l'augmentation de ce taux au-delà de 7% ne permettait pas de diminuer significativement la conductivité hydraulique du matériau. Le traitement retenu a donc été le traitement à 7% de BCAS.

Afin de voir l'influence de la taille de l'échantillon et de la fraction granulométrique, des essais comparatifs ont été réalisés au perméamètre à parois rigides (type CBR). Ni l'influence de la taille du perméamètre, ni l'ajout d'une fraction 5/10 mm ne semble influencer la conductivité hydraulique.

Des essais comparatifs réalisés au Cerema d'Aix-en-Provence au perméamètre à parois souples ont également confirmé ces résultats.

Le chapitre 7 est consacré à une première étude du comportement en non saturé du matériau non traité et traité, afin de quantifier la conductivité hydraulique relative en fonction du degré de saturation. Cette étude pourrait être poursuivie avec l'utilisation d'extracteur permettant d'atteindre des suctions plus importantes. Sur la base de la relation de Van Genuchten une première évaluation de $K_r(\theta)$ a été obtenue et utilisée pour interpréter un essai de perméabilité en place (essai maxi-K).

Le chapitre 8 présente la réalisation de quatre planches d'essais basées sur les conclusions relatives au traitement du limon sableux, présentées dans cette thèse. Ces planches d'essais instrumentées devraient rester en fonction plusieurs années.

Les mesures de conductivité hydraulique initiales réalisées au simple anneau sur les planches d'essais ont montré que les résultats étaient conformes à ceux obtenus au laboratoire.

Ces planches d'essais, permettront de suivre l'évolution éventuelle des performances du traitement. La poursuite de leur suivi apparaît être cruciale pour la validation du traitement avant sa mise en œuvre à grande échelle sur toute la couverture du CSM.

REFERENCES

Références normatives et réglementaires :

NF P 11-300 - Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières - Septembre 1992

NF P 94-051 - Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau - Mars 1993

NF P 94-056 - Analyse granulométrique - Méthode par tamisage à sec après lavage - Mars 1996

NF P 94-057 - Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation - Mai 1992

NF P 94-068 - Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux - Octobre 1998

NF P 94-077 - Essai de compression uniaxiale - Décembre 1997

NF P 94-090-1 - Essai oedométrique - Décembre 1997

NF P 94-093 - Détermination des références de compactage d'un matériau - Essai Proctor normal - Essai Proctor modifié - Octobre 1999

NF P 94-117-1 - Portance des plates-formes - Partie 1 : Module sous chargement statique à la plaque (EV2) – Avril 2000

NF X 30-441 - Détermination au laboratoire du coefficient de perméabilité à saturation d'un matériau : essais au perméamètre à paroi rigide, à gradient hydraulique constant - 2002

NF X 30-420 Détermination de la perméabilité d'une formation géologique en place, de matériaux rapportés, ou artificiellement reconstitués - Infiltromètres à simple anneau, de type fermé Essai à charge constante et essai à charge variable - Août 2007

NF X 30-442 - Détermination au laboratoire du coefficient de perméabilité à saturation d'un matériau - Essai de perméabilité à l'oedomètre à charge hydraulique constante/variable - Novembre 2008

XP CEN ISO/TS 17892-8 - Essais de laboratoire sur les sols - Partie 8 : essai triaxial non consolidé non drainé - Août 2005

Références bibliographiques :

ADEME, 2009. Les déchets en chiffres. Les chiffres clés. Ademe Editions, Angers (France)

ADEME, 2012. Déchets Edition 2012. Chiffres-clés. Ademe Editions, Angers (France)

ADEME, BRGM, 2001. Guide pour le dimensionnement et la mise en œuvre des couvertures de sites de stockage de déchets ménagers et assimilés

AIT SAADI, L., 2003. Méthodologie de contrôle de l'homogénéité et de la perméabilité des barrières argileuses - Thèse de Doctorat de l'INSA Lyon - 302 pages

AGUS, S.S., SCHANZ, T., DELWYN, G.F., 2010. Measurements of suction versus water content for bentonite-sand mixtures. Canadian geotechnical Journal n°47 pp 583-594

AHMED, S., LOVELL, C.W., DIAMOND, S. 1974. Pore sizes and strength of compacted clay, J. of the geotechnical engineering division, pp 407-425.

AMARASIRI, A.L., COSTA, S., KODIKARA, J.K., 2011. Determination of cohesive properties for mode I fracture from compacted clay beams - Canadian geotechnical Journal n°38 pp 1163-1173

ANDRA, 2008 a. Rapport annuel 2008 du Centre de stockage de la Manche.

ANDRA, 2008 b. Rapport sur l'intérêt de mettre en place une couverture plus pérenne sur le Centre de Stockage de la Manche.

ANDRA, 2008 c. The very-low-level waste disposal facility – A new management system.

ANDRA, 2009 a. L'Andra dans la Manche

ANDRA, 2009 b. National Inventory of Radioactive Materials and Waste, Synthesis Report

ANDRA, 2010. Le centre de stockage des déchets radioactifs de faible et moyenne activité.

ANDRA, 2012. National Inventory of Radioactive Material and Waste 2012-The Essential

ANDRA, 2013 a. CSM – Cahier des charges concernant la construction de planches d'essais pour l'amélioration hydraulique et mécanique de la couverture – Fascicule A

ANDRA, 2013 b. CSM – Cahier des charges concernant la construction de planches d'essais pour l'amélioration hydraulique et mécanique de la couverture – Fascicule B

ANDRA, 2014. Rapport d'information sur la sûreté nucléaire et la radioprotection – Centre de stockage de la Manche 2013.

ARONSSON, D., 2009. Shallow land repositories for very low level waste. Presentation for IAEA Contact Expert Group Workshop on Disposal of Radioactive Waste and Spent Nuclear Fuel – Experience and Plans. Sweden 24-26 February, 2009.

ARULANANDAN, K., et PERRY, E B., 1983. Erosion in relation to filter design criteria in earth dams - *Journal of Geotechnical Engineering*, vol 109, n° 5, p 682-696.

BENSON, C., BOUTWELL, G., 2000. Compaction conditions and scale-dependent hydraulic conductivity of compacted clay liners, constructing and controlling compaction of earth fills, ASTM STP 1384, D. Shanklin, K. Rademacher, and J. Talbot, Eds., ASTM, pp 254-273.

BENSON, C., DANIEL, D. 1994 a. Minimum thickness of compacted soil liners: II- Analysis and case histories, J. of Geotech. Eng., ASCE, 120(1), pp 153-172.

BENSON, C., DANIEL, D. 1994 b. Minimum thickness of compacted soil liners: I- Stochastic models, J. of Geotech. Eng., ASCE, 120(1), pp 129-152.

BENSON, C.H., ZHAI, H., RASHAD, S.M., 1992. Assesment of construction quality control measurements ans sampling frequencies for compacted soil liners, Madison (WI), Univ. Of Wisconsin, Dept. Of Civil and Env. Engineering, Enviromental Geotechnics Report N°. 92-6

BRGM, 1992 . Etude d'imperméabilisation du fond des cellules de stockage des déchets par traitement à la bentonite. R 35646 CHA 4S 92 - Août 1992

BRIAUD J.L., TING F.C.K., CHEN H.C., CAO Y., HAN S.W., KWAK K.W., 2001. Erosion function apparatus for scour rate predictions, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 127, no. 4, pp. 237-246.

BURENKOVA V. V., 1993. Assessment of suffosion in non-cohesive and graded soils, In: J. Brauns, M. Heibbaum, U. Shuler, Ed., Proceedings of the First International Conference "Geo-Filters", Karlsruhe: A. A. Balkerna, p. 357-360.

CAMP, S., GOURC, J.P., PLE, O., 2010. Landfill clay barrier subjected to cracking: Multi-scale analysis of bending tests. Journal Applied clay science, Elsevier, Vol.48, pp 384-392.

CAMP-DEVERNAY, S., 2008. Comportement sous flexion d'une argile: application à la couverture d'une ISD TFA - Thèse de Doctorat LTHE - 350 pages

CETIN, H., FENER, M., SÖYLEMEZ, M., GÛNAYDIN, O. 2007. Soil structure changes during compaction of a cohesive soil, Engineering geology, 92, pp 38-48.

CHAPUIS R.P., 1992. Similarity of internal stability criteria for granular soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 29, p. 711-713.

CHAPUIS, R.P., 2002. The 2000 R.M. Hardy Lecture: Full-scale hydraulic performance of soil-bentonite and compacted clay liners – Canadian geotechnical Journal n°39 pp 417-439

CLARK L.A., WYNN T.M., 2006. Methods for determining streambank critical shear stress and soil erodibility: implications for erosion rate predictions, Transaction of the ASABE (American Society of Agricultural and Biological Engineers), Vol. 50 (1): 95-106.

COURADIN, A., RAZAKAMANANTSOA, A-R., DIDIER, G., DJERAN-MAIGRE, I., 2008. Etude comparative des performances hydrauliques d'adjuvants argileux en traitement de sols. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur (JNGG'08) - Nantes, 18-20 juin 2008 (France)

CUI, Y.J., ALZOGHBI, P., DELAGE, P. 2001. Influence des mécanismes de rétention des polluants sur la résistance au cisaillement d'un sol compacté, Proc. of the 15th int. Conf. on soil mechanics and geotechnical engineering, 27-31 Août 2001, Istanbul, vol 3, pp 1959-1962.

DANIEL, D., WU, Y-K., 1993. Compacted clay liners and covers for arides site. J. Geotech. Engrg., ASCE, 119(2), pp 223-237

DAOUD, F.Z., 1996. La perméabilité des sols fins compactés. – Thèse de doctorat de l'INPL en génie civil et minier - 195 pages

DARCY, H., 1856. Les fontaines Publiques de la ville de Dijon, Paris: Victor Valmont Ed, pp. 590-594

DIDIER, G., CAVALCANTE ROCHA, J., 1996. Définition des conditions optimales de traitement en place d'un sol perméable en vue de son imperméabilisation, Rap. Subvention No. 90012, Min. De l'Environnement » - Direction Générale de l'Administration et du Développement, Service de la Recherche et des Affaires Economiques, 215 pages.

EBINA, T., MINJA, R.J.A., NAGASE, T., ONODERA, Y., CHATTERJEE, A., 2004. Correlation of hydraulic conductivity of clay sand compacted specimens with clay properties– Applied Clay Science – Elsevier

EIJKELKAMP, 2007. Sandbox. Operating Instructions, M1.08.01.E.

ELSBURY, B.R., DANIEL, D.E., SRADERS, G.A., ANDERSON, D.C., 1990. Lessons learned from compacted clay liner, J. Geotech. Eng, ASCE, 116(11), pp 1641-1660

ESTORNELL, P. AND DANIEL, D.E., 1992. Hydraulic conductivity of three geosynthetic clay liners, J. Geotech. Engrg., 118(10), 1592–1606.

FANNIN J. R., MOFFAT R., 2006. On the internal stability of granular soils, Congrès annuel 2002 de l'Association Canadienne des Barrages (Victoria).

GIBBS H.J., 1962. A study of erosion and tractive force characteristics in relation to soil mechanics, U.S. Bureau of reclamation, Em-643.

GIROUD, J.P., 1975. Tassement et stabilité des fondations superficielles – Presse universitaire de Grenoble – 243 pages

GOURC, J.P., 1982. Quelques aspects du comportement des géotextiles en mécanique des sols – Thèse de doctorat – université scientifique et médicale et INPG – 249 pages

GOURC, J.P., CAMP, S., VISWANADHAM, B.V.S., RAJESH, S., 2010. Deformation behaviour of clay cap barriers of hazardous waste containment systems: full-scale and centrifuge tests. Journal Geotextiles & Geomembranes, Elsevier, Vol.28, Issue 3, pp 281-291.

GUEDDOUDA, M.K., GOUAL, I., BENABED, B., TAIBI, S., ABOUBEKR, N., 2015. Hydraulic properties of desert dune sand-bentonite mixtures 1 used as engineered barriers for the enhancement of impervious landfill liners. Waste Management 15-168.

GULER, E., BOZDEY, I., 2001. Effect of lime and compaction energy on hydraulic conductivity of clay liners, Proc. of the 15th Int. Conf. on soil mech. and geotech. Eng., Istambul, 3, pp 1963-1966.

GUYONNET, D., FLEHOC, C., CHEVRIER, B., 2006. Identification de l'origine de la bentonite des GSB : l'outil isotopique - Rencontres géosynthétiques - 2006 – pp. 185-190

HAN, K.W., HEINONEN, J., BONNE, A., 1997. Radioactive waste disposal: Global experience and challenges. Special report for IAEA Bulletin, 39/1/1997.

-
- HOLTZ, R.D., KOVACS, W.D. 1981.** An Introduction to Geotechnical Engineering, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 733 p.
- IAEA, 2001.** Technical considerations in the design of near surface disposal facilities for radioactive waste. IAEA-TECDOC-1256.
- IAEA, 2003.** Considerations in the development of near surface repositories for radioactive waste. Technical report n°417.
- JULIAN J.P., TORRES R., 2006.** Hydraulic erosion of cohesive riverbanks, Geomorphology 76(1-2): 193-206.
- KENNEY T. C., LAU D., 1986.** Internal stability of granular filters: Reply, Canadian Geotechnical Journal, 23, p. 420-423.
- KENNEY T. C., LAU D., 1985.** Internal stability of granular filters, Canadian Geotechnical Journal, 22, p. 215-225.
- KEZDI A., 1969.** Soil Physics – Developments in Geotechnical Engineering – Selected Topics, Amsterdam, Oxford, New York: Elsevier Scientific Publishing Company.
- KLEPPE, J., OLSON, R.E., 1985.** Desiccation Cracking of Soil Barriers, Hydraulic Barriers in Soil and Rock. STP 874, ASTM, Philadelphia, pp 263-275
- KOMINE, H., 2004.** Simplified evaluation on hydraulic conductivities of sand–bentonite mixture backfill Journal Applied clay science, Elsevier, Vol.26, pp 13-19.
- LAMBE, T.W., 1958.** The structure of compacted clay, J. of Soil Mech. and Found. Div., 84(2), pp 1654/1-1654/34.
- LAMBE T.W., WHITMAN R.V., 1979.** Soil mechanics, SI Version, 553 p.
- LANDIS C.R., VON MAUBEUGE K., 2004.** Activated and natural sodium bentonites and their markets. Mining engineering november 2004 ; 17-22.
- LI M., 2008.** Seepage induced stability in widely graded soils. The University of British Columbia (Vancouver).
- LI M., FANNIN J. R., 2008.** Comparaison of two criteria for internal stability of granular soil, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 45, p. 1303-1309.
- LIU J., 2005.** Seepage control of earth-rock dams: theoretical basis, engineering experiences and lessons (in Chinese), China Waterpower Press, p. 219 (Beijing).
- LUBOCHKOV E. A., 1969.** The calculation of suffosion properties of noncohesive soils when using the non suffosion analog (in Russian), International Conference on Hydraulic Research, p. 135-148, (Brno).
- MALUSIS, M.A., YEOM, S., EVANS, J.C., 2011.** Hydraulic conductivity of model soil-bentonite backfills subjected to wet-dry cycling - Canadian geotechnical Journal n°48 pp 1198-1211
- MAO C. X. 2005.** Study on piping and filters: Part I of piping (in Chinese), Rock and Soil Mechanics, Vol. 26, No. 2, p. 209-215.
- MARCHIOL, A., RICARD, D., ROBINET, J.C., 2015.** Surveillance d'une géomembrane bitumineuse oxydée dans une couverture de stockage pour le long terme. 10^{ème} rencontres géosynthétiques - La Rochelle 24-26 mars 2015 – pp. 251-268

-
- MAZZIERI, F., VAN IMPE, P.O., 2001.** Preparation procedure influence on properties of compacted clay specimens, Proc. of the 15th Int. Conf. on soil mech. and geotech. Eng., Istanbul, 3, pp 1995-1998.
- MITCHELL, J.K., HOOPER, D.R., CAMPANELLA, R.G., 1965.** Permeability of compacted clay, J. of the Soil Mechanics and foundation Division, 91(2), pp 41-65.
- MITCHELL, J-K., 1993.** Fundamentals of soil behaviour. 2nd Ed. New York: John Wiley and sons Inc., 1993, 437pages
- MOUSSAI, B., 1993.** Etude en laboratoire du compactage statique et de la perméabilité des sols fins - Thèse de Doctorat de l' INSA Lyon
- MUALEM, Y., 1976.** A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. Water Resources Research. 12(3):513-522
- NADEO, J.R., SOUTO, G., GIUDICE, C.A., 2001.** Behaviour of mineral barriers onto residual deposits, Proc du 15^{ème} congrès international de mécanique des sols et de la géotechnique, Istanbul, Août 2001, pp 1815-1818.
- NATIONAL INSTITUTE FOR ENVIRONMENTAL STUDIES, 2012.** Proper Waste Treatment and Disposal Considering the Fate and Transport of Radionuclide - Ver.2 (in Japanese).
- OLSON, R.E. 1963.** Effective stress theory of soil compaction, J. of Soil Mech. Found. Div., 89(2), pp 27-45.
- ÖREN, A.H., KAYA, A., KAYALAR, A.S., 2011.** Hydraulic conductivity of zeolite-bentonite mixtures in comparison with sand-bentonite mixtures - Canadian geotechnical Journal n°48 pp 1343-1353
- PHAM T. L., 2008.** Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Paris).
- PHILIPPONNAT, G., HUBERT, B., 1997.** Fondations et ouvrages en terre. Eyrolles. 4^{ème} édition. 576 pages
- SAIAD, J., 1993.** Contribution à la définition d'une méthodologie d'étude en laboratoire du traitement des sables et des craies pour la réalisation de barrières étanches - Thèse de Doctorat de l'INSA Lyon - 215 pages
- SATO, K., OGAWA, S., INUI, T., TAKAI, A., AND KATSUMI, T., 2015.** Interface shear and hydraulic barrier performances of overlap section of three different geosynthetic clay liners Geo-Environmental Engineering 2015, Concordia University, Montreal, Canada, May 21-22
- SHIELDS A., 1936.** Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement. Trans. By W.P. Ott and J.C. van Uchelen. Pasadena, Cal.: California Institute of Technology, SCS Co-operative Laboratory.
- SHELLEY, T.L., DANIEL, D.E., 1993.** Effect of gravel on hydraulic conductivity of compacted soil liners, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 119, N°1, pp. 54-67
- SHULER U., 1995.** How to deal with the problem of suffusion, Research and development in the field of dams, Swiss National Committee in Large Dams.
- SMERDON E.T., BEASLEY R.P., 1961.** Critical tractive forces in cohesive soils, Agric. Eng. 42(1): 26-29.

SRIDHARAN, A., GURTUG, Y., 2005. Compressibility characteristics of soils, Geotechnical and geological engineering, 23(5), pp 615-634.

STAUB, M., 2010. Approche multi-échelle du comportement bio-mécanique d'un déchet non dangereux - Thèse de Doctorat LTHE - 338 pages

STAUB, M., MARCOLINA, G., GOURC, J.P., SIMONIN, R., 2011. An incremental model to assess the environmental impact of cap cover systems on MSW landfill emissions. *Journal Geotextiles & Geomembranes, Elsevier, Vol.29, pp 298-312.*

STOLTZ, G., 2009. Transferts en milieu poreux biodégradable, non saturé, déformable et à double porosité. Application aux ISDND. Thèse de l'Université Joseph-Fourier - Grenoble I. 307 pages

TANG,C-S., SHI,B., CUI,Y-J., LIU,C., ET GU, K., 2012. Desiccation cracking behavior of polypropylene fiber-reinforced clayey soil - Canadian geotechnical Journal n°49 pp 1088-1101

TERZAGHI K., PECK R.B., 1948. Soil mechanics in engineering practice, John Wiley and Sons, New York.

TOUZE-FOLTZ, N., BLOQUET, C., BARRAL, C., OBERTI, O., CHAPPE, J., 2013. Evaluation de la performance d'un géosynthétique bentonitique en couverture d'installation de stockage de déchets. 9ème Rencontres Géosynthétiques - 9-11 avril 2013, Dijon (France)

UK Environment Agency, 2011. Low level Radioactive Waste, Frequently asked questions. www.environment-agency.gov.uk

US Department of Energy, office of legacy management, 2013. Maxey Flats, Kentucky, disposal site. Fact sheet. www.lm.doe.gov

VAN GENUCHTEN M. TH., 1980. A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soil, Soil Science Society of America Journal 44 (5) : 892–898.

VAN IMPE, W.F., 1998. Environmental geotechnics: ITC5 activities, State of the art, Env Geotechnics, pp 1163-1187

VERVIALLE, J.P., 2011. The Centre de la Manche disposal facility. KHNP, October 25th 2011.

VILLARD, P., GOURC, J.P., GIRAUD, H. 2000. A geosynthetic reinforcement solution to prevent the formation of localized sinkholes. *Canadian geotechnical Journal, Oct.2000, Vol.37, N°5, pp 987-999.*

VISWANADHAM, B.V.S., RAJESH, S., DIVYA, P.P., GOURC, J.P., 2011. Influence of randomly distributed geofibers on the integrity of clay-based landfill covers: a centrifuge study. Geosynthetics International, Vol.18, N°5, pp 255-256.

WAN C. F., FELL R., 2004. Experimental investigation of internal instability of soils in embankments dams and their foundations, The University of New South Wales: School of civil and environmental engineering, (Sydney).

ZIEMS J., 1969. Beitrag zur Kontakterosion nichtbindiger Erdstoffe, PhD thesis, Technische Universität, (Dresden)

ZULOAGA, P., NAVARRO, M., 2009. Very Low Activity Waste Disposal Facility Recently Comissioned as an Extension of El Cabril LILW Disposal Facility in Spain – 9014. WM2009 Conference, March 1-5, 2009, Phoenix.

Titre : Amélioration Hydro-mécanique d'une couverture de centre de surface de stockage de déchets radioactifs FA et MA à vie courte

Résumé :

La présente étude concerne le Centre de Stockage de la Manche (CSM), ce centre dédié aux déchets faiblement et moyennement actifs à vie courte l'un des sites précurseurs au niveau international. La recherche proposée dans le cadre de la présente thèse CIFRE se concentre sur l'étude hydraulique des matériaux de couverture du site, et sur leur amélioration hydromécanique. Il s'agit donc de renforcer leur imperméabilité afin que cette couche puisse jouer un rôle de barrière minérale. Une contrainte imposée par l'Andra était de considérer la validité du réemploi du matériau en place au moyen d'un traitement par adjuvant. Ce matériau est un limon sableux, donc un matériau comportant déjà une part de fines non négligeable. S'il existe dans la littérature de nombreuses études sur l'amélioration mécanique des matériaux fins (applications aux infrastructures routières) et sur le traitement de matériaux pulvérulents par ajout d'une fraction fine (constitution de barrières étanches), il existe très peu d'études sur le renforcement de l'imperméabilité de sols fins. Une campagne d'essais physiques sur les matériaux traités à la bentonite a été réalisée à différents taux de traitement. Les résultats ont montré que l'ajout d'adjuvant entraîne une diminution de leur poids volumique sec optimum pour une énergie de compactage Proctor normal et une augmentation de leur teneur en eau optimum. En complément, la sensibilité à l'érosion, interne ou externe, observée pendant les essais à l'oedopérémètre, a été vérifiée à partir de différents critères de stabilité disponibles dans la littérature. A la différence du traitement d'un sol pour remblais routiers, on ne recherche pas une résistance mécanique accrue mais une flexibilité du matériau. On observe effectivement que le traitement n'augmente pas la rigidité du matériau. La conductivité hydraulique des matériaux non traités et traités a été mesurée. Cette étude a été menée à partir de plusieurs dispositifs (oedopérémètre, perméamètres à parois rigides et à parois souples). L'influence du taux de traitement du matériau sur la diminution de la conductivité hydraulique a pu être observée. Quatre planches d'essais instrumentées ont été réalisées, elles devraient rester en fonction plusieurs années. Les mesures de conductivité hydraulique initiales sur les planches d'essais ont montré que les résultats étaient conformes à ceux obtenus au laboratoire. Ces planches d'essais, permettront de suivre l'évolution éventuelle des performances du traitement. La poursuite de leur suivi apparaît être cruciale pour la validation du traitement avant sa mise en œuvre à grande échelle sur toute la couverture du CSM.

Mots clés :

Hydraulique, Mécanique, Traitement, Couverture, Centre de stockage

Title : Hydro-mechanical improvement of the cap cover of a surface landfill for low and intermediate level radioactive waste short life time

Résumé :

This study related to the Manche storage center (CSM), one of the first landfill in the world dedicated to low and intermediate radioactive waste short-live time. The researches considered in this thesis supported by industrial companies, focus on the hydraulic study of cap cover materials of the site, and their hydromechanical improvement. The aim is to improve their impermeability in order to be substituted to the geomembrane as cap cover liner. A specification imposed by Andra was to consider a solution of the re-use of the in situ material by adding of additive. The initial material is a sandy silt, a material with a significant proportion of fines. In the literature there are many studies on the mechanical improvement of fine materials (applications to road infrastructure) and the treatment of sandy materials by adding a fine fraction (constitution of waterproof barriers). On the other hand there are very few studies on the impermeability improvement of fine soils. A physical tests campaign on treated materials with bentonite was carried out at various treatment rates. The results showed that the addition of additive induces a decrease in optimum dry unit weight for a normal Proctor compaction energy and increases their optimum water content. In addition, the susceptibility to erosion, internal or external, observed during oedopermeameter test was assessed from various stability criteria available in the literature. Unlike the treatment of soil for road embankments, the increase of the material stiffness is not wanted and flexibility is preferred what is observed with the treatment tested. The comparative hydraulic conductivity of the untreated and treated materials were measured. In this study different devices (oedopermeameter, permeameters, triaxials device) were used. The influence of the treatment rate of the material on the decrease of the hydraulic conductivity was observed. Four large scale experimentations were designed; they should be monitored for several years. The initial hydraulic conductivity measurements on site showed that the results were compatible with those obtained in the laboratory tests. These large scale experimentations will demonstrate the possible evolution of the material improvement. The monitoring of this site experimentation is a preliminary test require before the application of the selected treatment on the cap cover of the CSM.

Key words:

Hydraulic, Mechanics, Soil-Treatment, Cap Cover, Landfill